

PONTES DO TIPO “STRESS RIBBON” - CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO

RITA MARGARIDA SOUSA VIEIRA DE ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

Coorientador: Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmãos

A simplicidade é o último degrau da sabedoria

Khalil Gibran

AGRADECIMENTOS

Findada a realização deste trabalho pretendo expressar uma palavra de agradecimentos a todas as pessoas que estiverem envolvidas e que contribuíram para este resultado final.

Ao Professor Miguel Ferraz, orientador deste trabalho, gostaria de agradecer a sua disponibilidade e motivação concedida ao longo do trabalho, bem como toda a paciência demonstrada no esclarecimento de dúvidas relacionadas com a modelação.

Em seguida agradeço ao Engenheiro Renato Bastos, coorientador da dissertação, pelos seus conhecimentos, pela sua disponibilidade, incentivo, e pelas suas orientações que se revelaram importantes na concretização deste trabalho.

Agradeço aos meus colegas e amigos que acompanharam mais de perto a realização deste trabalho, e que ajudaram através da partilha de ideias e opiniões.

Aos meus pais e irmãs, que sempre me incentivaram e apoiaram, expresso o meu profundo agradecimento por toda a dedicação, incentivo, paciência e compressão ao longo da realização desta dissertação. Um obrigada muito especial à minha irmã Daniela que sempre me soube aconselhar e motivar nas alturas de desânimo.

RESUMO

O âmbito desta dissertação é o estudo de pontes do tipo *stress ribbon*, pontes de elevada esbelteza e flexibilidade, cujo comportamento é muito influenciado pelo processo construtivo, pelos efeitos diferidos dos materiais e pela resposta geometricamente não linear, característica das estruturas com cabos. O principal objetivo da dissertação consiste em estudar o comportamento estático das pontes do tipo *stress ribbon*, analisando a influência de todas as variáveis relevantes para o funcionamento desta tipologia estrutural e discutindo os aspetos mais importantes da sua modelação numérica.

Na presente dissertação, após a apresentação do estado da arte das pontes do tipo *stress ribbon*, faz-se a descrição do seu comportamento estático, expondo, em particular uma metodologia teórica de análise de estruturas formadas por cabos.

Seguidamente, recorre-se ao *software* de análise estrutural Evolution, desenvolvido na FEUP, que permite a modelação do faseamento construtivo, das não linearidades geométricas e dos efeitos diferidos dos materiais, para analisar uma ponte real formada pelo sistema estrutural em estudo. De forma a validar o *software* e o modelo numérico, recorrendo à bibliografia disponível acerca da ponte em estudo, foi possível comparar os resultados teóricos com os obtidos por intermédio da modelação numérica, e confirmar o bom desempenho dos mesmos. Apresenta-se o historial de evolução das tensões nos elementos constituintes da estrutura ao longo do seu faseamento construtivo e da sua vida útil, tendo em conta os efeitos diferidos do betão e do aço de pré-esforço. Através desse historial de tensões compreende-se a influência e a interdependência entre alguns dos fenómenos considerados, tanto na resposta estrutural instantânea como na resposta diferida e demonstra-se a importância da sua consideração no dimensionamento deste tipo de pontes.

Por fim, como exemplo de aplicação, foi realizado o estudo prévio de uma ponte *stress ribbon* proposta para a cidade do Porto utilizando uma vez mais um modelo numérico desenvolvido na plataforma Evolution.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes *Stress Ribbon*, Modelos Numéricos, Estruturas Evolutivas, Não linearidades Geométricas, Efeitos Diferidos

ABSTRACT

The scope of this dissertation is the study of stress ribbon bridges, which have high slenderness and flexibility, and whose behavior is strongly influenced by the constructive process, the time-dependent effects of the materials and the geometrically non-linear response, a characteristic of structures with cables. The main objective of this dissertation is to study the static behavior of stress ribbon bridges, analyzing the influence of all variables relevant to the operation of this structural typology and discussing the most relevant aspects of its numerical modeling.

In the present dissertation, after the presentation of the state of the art of stress ribbon bridges, a description of its static behavior is elaborated, focusing, in particular, in a theoretical methodology of analysis of structures formed by cables.

Afterwards, the structural analysis software developed in FEUP, Evolution, which allows the modeling of the constructive phasing, the geometric nonlinearities and the time-dependent effects of the materials, is used to analyze a real bridge formed by the structural system under study. In order to validate the software and the numerical model, using the available bibliography about the bridge under study, it was possible to compare the theoretical results with those obtained through numerical modeling, confirming their good performance. It is shown the history of evolution of the stresses in the bridge deck elements during its construction phase and its operation phase, considering the time-dependent behavior of the concrete and the prestressing steel. Through this history of stresses, the influence and interdependence between some of the phenomena considered, both in the instantaneous structural response and in the delayed response, is demonstrated, and the importance of its consideration in the design of such bridges is established.

Finally, as an example, a preliminary study of a stress ribbon bridge proposed for the city of Porto was carried out, once again using a numerical model developed in the Evolution platform.

KEYWORDS: Stress Ribbon Bridges, Computer Modeling, Evolutionary Structures, Geometric Non-linearities, Rheological Effects

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DE PONTES DO TIPO <i>STRESS RIBBON</i>	5
2.1.1. <i>BIRCHERWEID BRIDGE</i> , SUÍÇA	7
2.1.2. <i>DS-L BRIDGES</i> , REPÚBLICA CHECA	7
2.1.3. <i>KIKKO BRIDGE</i> , JAPÃO	9
2.1.4. <i>MAIDSTONE BRIDGE</i> , REINO UNIDO	10
2.1.5. PONTE PEDONAL NA FEUP	11
2.1.6. <i>OLOMOUC BRIDGE</i> , REPÚBLICA CHECA	12
2.2. CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES DO TIPO <i>STRESS RIBBON</i>	13
2.2.1. PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO	14
2.2.2. REGIÃO DOS APOIOS	16
2.2.3. SECÇÕES TRANSVERSAIS POSSÍVEIS	18
2.2.4. RELAÇÃO ADMISSÍVEL ENTRE FLECHA E DESENVOLVIMENTO LONGITUDINAL DA ESTRUTURA	19
3. COMPORTAMENTO ESTÁTICO	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. COMPORTAMENTO DE UM CABO	21
3.2.1. CABO ISOLADO SUSPENSO	22
3.2.1.1. Comprimento do cabo	23
3.2.1.2. Alongamento elástico do cabo	24
3.2.1.3. Determinação da força horizontal nos apoios	25

3.2.1.4. Introdução da influência da deformação dos apoios e alongamento do cabo nos blocos de ancoragem	26
3.2.2. FLEXÃO EM CABOS	27
3.3. DESCRIÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTATICO	29
3.3.1. EVOLUÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO	31
3.3.2. EFEITOS DIFERIDOS.....	32
3.3.2.1. Retração do betão	32
3.3.2.2. Fluência do betão	33
3.3.2.3. Relaxação no aço de pré-esforço.....	33
3.3.3. PERDAS INSTANTÂNEAS DEVIDO À APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO POR PÓS-TENSÃO	33
 4. SOFTWARE EVOLUTION	 35
4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. DESCRIÇÃO DO <i>SOFTWARE</i>	36
4.3. EXEMPLO DE DEMONSTRAÇÃO DA APLICABILIDADE DO <i>SOFTWARE</i>	37
4.3.1. <i>SOFTWARE</i> EVOLUTION VERSUS ABORDAGEM TEÓRICA VERSUS ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.....	37
4.3.1.1. Abordagem teórica	38
4.3.1.2. <i>Software</i> Robot Structural Analysis	39
4.3.1.3. <i>Software</i> Evolution.....	41
4.3.1.4. Comparação de resultados	41
4.4. ANÁLISE DE UM CABO USANDO O <i>SOFTWARE</i> EVOLUTION	42
 5. CASO DE ESTUDO	 49
5.1. INTRODUÇÃO	49
5.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA	51
5.3. PLANEAMENTO TEMPORAL.....	56
5.4. RESULTADOS OBTIDOS E RESPECTIVA ANÁLISE	58
5.4.1. DESLOCAMENTO VERTICAL A MEIO VÃO	59
5.4.2. REAÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS DOS APOIOS	60
5.4.3. ESFORÇO AXIAL NOS CABOS DE SUSTENTAÇÃO, PRÉ-ESFORÇO E BETÃO	63
5.4.4. EFEITO DA SOBRECARGA NA DEFORMADA DA ESTRUTURA.....	67
5.4.5. INTRODUÇÃO DA TEMPERATURA	68
5.4.6. VALIDAÇÃO DO <i>SOFTWARE</i> E MODELO NUMÉRICO	69

5.5. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DO COMPORTAMENTO DIFERIDO DO BETÃO	70
5.5.1. VARIAÇÃO DAS LEIS REOLÓGICAS DO BETÃO.....	71
5.5.2. VARIAÇÃO DA IDADE DOS ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS E DATA DE APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	72
 6. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	 73
6.1. INTRODUÇÃO	73
6.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL	74
6.2.1. LEGISLAÇÃO A RESPEITAR	74
6.2.2. CONDIÇÕES TOPOGRÁFICAS, IMPLANTAÇÃO E DIMENSÕES PRINCIPAIS	75
6.3. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL A ADOTAR	78
6.3.1. SECÇÃO TRANSVERSAL	78
6.3.2. MATERIAIS.....	79
6.4. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES	80
6.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES	82
6.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS	83
6.6.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA	86
6.7. CONCLUSÃO.....	93
 7. CONCLUSÃO	 97
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	97
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	98
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 99
ANEXOS.....	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ponte suspensa primitiva [2] <i>Apud</i> [3]	5
Figura 2.2 - <i>Bosporus Bridge</i> , U. Finsterwalder 1958 [5]	6
Figura 2.3 - <i>Bircherweid Bridge</i> , Suíça [7]	7
Figura 2.4 - <i>DS-L Bridges</i> , República Checa - Tabuleiro: (a) Secção transversal; (b) Secção longitudinal parcial [5]	8
Figura 2.5 - <i>Kikko Bridge</i> , Japão [7]	9
Figura 2.6 - <i>Kikko Bridge</i> : Vista em planta [5]	9
Figura 2.7 - <i>Maidstone Bridge</i> , Reino Unido [7]	10
Figura 2.8 - <i>Maidstone Bridge</i> : (a) Alçado; (b) Vista [7]	10
Figura 2.9 - Ponte pedonal na FEUP	11
Figura 2.10 - Alçado e secção transversal da ponte pedonal da FEUP [8]	11
Figura 2.11 - <i>Olomouc Bridge</i> , República Checa [7]	12
Figura 2.12 - <i>Olomouc Bridge</i> : Alçado [7]	12
Figura 2.13 - Função estática: (a) Fase de montagem; (b) Fase de serviço [5]	13
Figura 2.14 - Montagem do segmento de um dos encontros [6]	14
Figura 2.15 - "Sela" de aço e escora [3]	14
Figura 2.16 - Exemplo de elevação e fixação de um segmento pré-fabricado [10]	15
Figura 2.17 - Cofragem das "selas" dos apoios intermédios [6]	15
Figura 2.18 - Ponte do tipo <i>stress ribbon</i> moldada <i>in situ</i> com recurso a uma estrutura provisória de apoio: (a) Moldagem; (b) Aplicação do pré-esforço [5]	16
Figura 2.19 - Diagramas típicos de momentos fletores [5]	17
Figura 2.20 - Configuração dos encontros possíveis para diminuir os momentos fletores [5]	17
Figura 2.21 - Secções transversais propostas por Strasky (Adaptado de [5])	18
Figura 2.22 - Inclinação longitudinal (Adaptado de [5])	19
Figura 3.1 - Características do traçado de um cabo isolado suspenso	22
Figura 3.2 - Esquema de determinação do termo D	24
Figura 3.3 - Comprimento não tensionado de um cabo: (a) Carregamento inicial, (b) Carregamento i25	25
Figura 3.4 - Deformação do cabo considerando apoios elásticos	26
Figura 3.5 - Geometria e forças internas no cabo sujeito à flexão	28
Figura 3.6 - Carregamento e deformação em pontes <i>stress ribbon</i> construídas por elementos pré-fabricados: a) Betonagem da laje e das juntas; b) Aplicação do pré-esforço; c) Fase de serviço; d) Efeito da fluência e retração do betão (Adaptado de [9])	30

Figura 3.7 - Representação esquemática da evolução da secção transversal em estruturas formadas por elementos pré-fabricados	32
Figura 4.1 - Condições de carregamento do cabo	38
Figura 4.2 - Modelo introduzido no caso de ajuste no programa Robot	40
Figura 4.3 - Modelo introduzido na plataforma Evolution	41
Figura 4.4 - Esquema estrutural do cabo horizontal com carga distribuída aplicada e modelo numérico inserido no programa Evolution	43
Figura 4.5 - Esquema estrutural do cabo horizontal com carga concentrada aplicada a meio vão e modelo numérico inserido no programa Evolution	43
Figura 5.1 – Ponte de <i>Redding</i> , Califórnia [10]	49
Figura 5.2 – Ponte de <i>Redding</i> , Califórnia: (a) Secção transversal; (b) Cabos de sustentação e pré-esforço; (c) Alçado; (d) Vista (Adaptado de [5])	50
Figura 5.3 - Discretização da secção transversal do tabuleiro por fibras	52
Figura 5.4 - Pormenor de ligações ao exterior e ligação entre cabos de sustentação e restante estrutura	53
Figura 5.5 - Modelo numérico inserido na plataforma Evolution para as três primeiras operações consideradas	55
Figura 5.6 - Modelo numérico inserido na plataforma Evolution para as últimas quatro operações consideradas	55
Figura 6.1 - Traçado sugerido para a ponte (Adaptado de [23])	73
Figura 6.2 - Ponte pedonal proposta no âmbito da iniciativa <i>Porto 2001</i> [24]	74
Figura 6.3 - Localização do encontro na zona do polo universitário	75
Figura 6.4 - Localização do encontro na zona de Vilar	75
Figura 6.5 - Escadaria existente na rua D. Pedro V	76
Figura 6.6 - Perfil topográfico	76
Figura 6.7 - Traçado longitudinal da ponte <i>stress ribbon</i> proposta	77
Figura 6.8 - Novo traçado longitudinal da ponte <i>stress ribbon</i> proposta.....	77
Figura 6.9 - Largura da secção transversal a adotar [5]	78
Figura 6.10 - Dimensões da secção transversal a adotar	79
Figura 6.11 - Discretização da secção transversal por fibras	86
Figura 6.12 - Secção transversal com a solução de cabos calculada	93
Figura 6.13 – Secção transversal "final"	93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - <i>DS-L Bridges</i> , República Checa (Adaptado de [5])	8
Quadro 4.1 - Determinação da força horizontal, H_i , teórica para um novo carregamento	39
Quadro 5.1 - Carregamento de projeto da ponte de <i>Redding</i> [5]	50
Quadro 5.2 - Parâmetros considerados na análise nos elementos de betão	51
Quadro 5.3 - Parâmetros considerados na análise dos cabos	51
Quadro 5.4 - Operações gerais consideradas na modelação	54
Quadro 5.5 - Escala temporal para análise da estrutura	57
Quadro 5.6 - Deslocamento vertical a meio vão para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2	59
Quadro 5.7 – Reação horizontal dos apoios para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2	61
Quadro 5.8 - Reação vertical dos apoios para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2	61
Quadro 5.9 – Esforço axial a meio vão nos cabos de sustentação para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2	64
Quadro 5.10 - Esforço axial a meio vão nos cabos de pré-esforço para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2	64
Quadro 5.11 - Esforço axial a meio vão no betão para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2	65
Quadro 5.12 - Resultados obtidos ao variar a idade dos elementos pré-fabricados e a data de aplicação do pré-esforço	72
Quadro 6.1 - Características a considerar para os elementos de betão	79
Quadro 6.2 - Características a considerar para os elementos de aço	79
Quadro 6.3 - Determinação das cargas distribuídas verticais referentes às ações permanentes	80
Quadro 6.4 - Determinação da sobrecarga de utilização vertical	81
Quadro 6.5– Determinação da variação uniforme de temperatura	81
Quadro 6.6 - Valores recomendados dos fatores ψ das ações variáveis para pontes pedonais	82
Quadro 6.7 - Valores dos coeficientes parciais das ações [21]	83
Quadro 6.8 - Cálculos intermédios de determinação da área dos cabos de sustentação	86
Quadro 6.9 - Cálculo do número de cordões por cada cabo de sustentação	86
Quadro 6.10 - Operações gerais consideradas na modelação do caso de estudo	87
Quadro 6.11 - Incrementos de esforço axial a controlar no betão com o recurso a armadura de pré-esforço	89
Quadro 6.12 - Dimensionamento do pré-esforço	89

Quadro 6.13 - Cálculos intermédios de determinação da área dos cabos de pré-esforço.....	90
Quadro 6.14 - Cálculo do número de cordões por cabo de pré-esforço.....	90
Quadro 6.15 - Verificação da tensão em serviço na combinação quase-permanente de ações nos cabos de sustentação e de pré-esforço	91
Quadro 6.16 - Verificação da tensão de serviço no betão	91
Quadro 6.17 - Controlo da flecha na combinação quase-permanente de ações.....	92
Quadro 6.18 - Verificação da tensão de compressão do betão no momento de aplicação do pré-esforço	92
Quadro 6.19 - Resumo das quantidades de cada material para concretização do tabuleiro	94

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 - Análise comparativa das reações horizontais dos apoios obtidas para cada um dos modelos em função da carga distribuída aplicada.....	41
Gráfico 4.2 - Análise comparativa das flechas obtidas para cada um dos modelos em função da carga distribuída aplicada	42
Gráfico 4.3 - Evolução do deslocamento a meio vão do cabo para cada um dos modelos	44
Gráfico 4.4 - Evolução da reação horizontal nos apoios para cada um dos modelos	45
Gráfico 4.5 - Evolução do esforço axial a meio vão da estrutura para cada um dos modelos.....	45
Gráfico 4.6 - Esforço axial desenvolvido ao longo de cada modelo considerado	46
Gráfico 4.7 - Esforço axial desenvolvido ao longo do modelo "CD75000"	47
Gráfico 5.1 - Evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão para os diferentes cenários reológicos	60
Gráfico 5.2 - Evolução temporal da reação horizontal dos apoios para os diferentes cenários reológicos	62
Gráfico 5.3 - Evolução temporal da reação vertical dos apoios para os diferentes cenários reológicos	63
Gráfico 5.4 - Evolução temporal do esforço axial nos cabos de sustentação para os diferentes cenários reológicos	66
Gráfico 5.5 - Evolução temporal do esforço axial nos cabos de pré-esforço para os diferentes cenários reológicos	66
Gráfico 5.6 - Evolução temporal do esforço axial no betão para os diferentes cenários reológicos	67
Gráfico 5.7 - Deformada da estrutura perante um carregamento assimétrico	67
Gráfico 5.8 - Evolução do deslocamento vertical a meio vão para uma variação uniforme de temperatura a t_0 e a t_∞	68
Gráfico 5.9 - Evolução da reação horizontal nos apoios para uma variação uniforme de temperatura a t_0 e a t_∞	69
Gráfico 5.10 - Comparação entre valores teóricos e valores obtidos no modelo numérico para a fecha	69
Gráfico 5.11 - Tensão instalada na fibra superior na combinação quase-permanente de ações em função das reologias consideradas, a "tempo infinito" (10029 dias após o início da obra)	71
Gráfico 5.12 - Flecha em funções das reologias consideradas, logo após a ponte entrar em funcionamento, t_0 (29 dias após o início dos trabalhos), e a t_∞ (10000 dias após o término da obra)	72

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

w	- Peso próprio da estrutura [kN/m]
p	- Carga distribuída vertical [kN/m]
F	- Carga concentrada [kN]
$+\Delta t$	- Variação uniforme de temperatura positiva [°C]
$-\Delta t$	- Variação uniforme de temperatura negativa [°C]
$q(x)$	- Carga distribuída vertical [kN/m]
H	- Força horizontal nos apoios [kN]
$y(x)$	- Função das coordenadas do cabo
$f(x)$	- Expressão que representa a variação da flecha ao longo do cabo
$\varphi(x)$	- Declive do cabo
s	- Comprimento do cabo [m]
Δs	- Alongamento elástico do cabo [m]
L_n	- Comprimento não tensionado do cabo [m]
A	- Área do cabo [m ²]
E	- Módulo de elasticidade [GPa]
I	- Momento de inércia [m ⁴]
l	- Distância horizontal entre apoios [m]
h	- Distância vertical entre apoios [m]
$N(x)$	- Esforço axial [kN]
$V(x)$	- Componente vertical do esforço axial [kN]
$H(x)$	- Componente horizontal do esforço axial [kN]
$M(x)$	- Momento fletor [kN·m]
$Q(x)$	- Esforço transversal [kN]
$\Delta t_i = t_i - t_0$	- Variação de temperatura [°C]
α_t	- Coeficiente de dilatação térmica [°C ⁻¹]
ε_{cs}	- Extensão total de retração do betão
ε_{cd}	- Extensão de retração por secagem do betão
ε_{ca}	- Extensão de retração autogénea do betão
$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$	- Extensão por fluência do betão no tempo
$\varphi(t, t_0)$	- Coeficiente de fluência
$\Delta\sigma_{pr}$	- Perdas por relaxação no aço de pré-esforço

ΔP_i - Perdas instantâneas de pré-esforço

ΔP_{el} - Perdas devidas à deformação elástica do betão

ΔP_{el} - Perdas de pré-esforço devidas à relaxação do aço a curto prazo

$\Delta P_{\mu}(x)$ - Perdas por atrito ao longo da armadura de pré-esforço

ΔP_{sl} - Perdas de pré-esforço devidas ao deslocamento da armadura nos dispositivos de ancoragem

E_{cm} - Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade [GPa]

f_{cm} - Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

q_{fk} - Valor característico da carga distribuída vertical [kN/m²]

L - Comprimento carregado [m]

$\Delta T_{N,con}$ - Valor característico da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme de temperatura [°C]

$\Delta T_{N,exp}$ - Valor característico da amplitude de dilatação máxima da componente da variação uniforme de temperatura [°C]

$T_{e,min}$ - Componente da variação uniforme da temperatura mínima [°C]

$T_{e,max}$ - Componente da variação uniforme da temperatura máxima [°C]

T_0 - Temperatura inicial da ponte [°C]

$G_{k,j}$ - Valor característico da ação permanente j

P - Valor representativo da ação do pré-esforço

$Q_{k,1}$ - Valor característico da ação variável de base

$Q_{k,i}$ - Valor característico à ação variável i

$\psi_{0,i}$ - Coeficiente para determinação do valor característico da ação variável i

$\psi_{1,1}$ - Coeficiente para determinação do valor frequente da ação variável de base

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial da ação permanente j

γ_P - Coeficiente parcial da ação do pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial da ação variável de base

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial da ação variável i

σ_p - Tensão na armadura dos cabos de pré-esforço em condições de serviço [kPa]

σ_{sus} - Tensão na armadura dos cabos de sustentação em condições de serviço [kPa]

f_{pk} - Resistência característica à tração do aço [kPa]

H_{ed}^{sus} - Valor de cálculo da componente horizontal do esforço dos cabos de sustentação [kN]

V_{ed} - Força vertical de cálculo de solitação dos apoios [kN]

p_{ed} - Valor de cálculo dos esforços atuantes [kN/m]

L - Vão [m]

f - Flecha [m]

T_{max} - Esforço axial máxima nos cabos de sustentação [kN]

f_{pk} - Resistência característica à tração do aço dos cabos de sustentação [kPa]

γ_s - Coeficiente parcial relativo ao aço de armaduras para pré-esforço

A_{sus} - Área de aço dos cabos de sustentação [m²]

$f_{p0.1k}$ - Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% [kPa]

σ_c - Tensão no betão [kPa]

P_∞ - Força de pré-esforço aplicada na estrutura a tempo infinito [kN]

$N_{betão}^{CF}$ - Esforço axial de cálculo no betão para a combinação frequente de ações [kN]

$N_{betão}^{CQP}$ - Esforço axial de cálculo no betão para a combinação quase-permanente de ações [kN]

$A_{betão}$ - Área de betão [m²]

f_{ctm} - Tensão média de rotura à tração do betão [kPa]

A_p - Área da secção transversal da armadura de pré-esforço [m²]

$\sigma_{p,max}$ - Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço [kPa]

$\sigma_{pm0}(x)$ - Tensão na armadura imediatamente após da aplicação do pré-esforço [kPa]

σ_c - Tensão no betão no momento de aplicação do pré-esforço [m²]

$f_{ck}(t)$ - Valor característico da resistência à compressão do betão na idade t de aplicação do pré-esforço [kPa]

EC0 – Eurocódigo – Bases de projeto de estruturas

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2, Parte 1-1

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

As pontes do tipo *stress ribbon* são estruturas formadas por um tabuleiro esbelto em betão usualmente assente em cabos de aço de alta resistência em forma de catenária.

A construção de pontes do tipo *stress ribbon* tem vindo a crescer nas últimas décadas, sendo um sistema estrutural cada vez mais utilizado sobretudo na concepção de pontes pedonais. A vantagem principal deste tipo de pontes é o impacto mínimo no meio ambiente porque usam muito pouco material e podem ser construídas sem recurso a estruturas provisórias de sustentação ou escoramento, que poderiam por sua vez perturbar o ambiente natural. São também pontes que por não apresentarem juntas de dilatação requerem pouca manutenção a longo prazo.

Apesar da composição bastante mais simples comparativamente a uma ponte corrente, como por exemplo, uma ponte de laje vigada, os fenómenos a que o sistema estrutural em análise se encontra sujeito, não só durante a fase construtiva, mas também ao longo da sua vida útil, diferem das estruturas correntes. Por essa razão, a concepção deste tipo de estruturas exige um estudo mais aprofundado do seu comportamento por parte dos engenheiros projetistas.

Na revisão da literatura constatou-se que são bastantes os estudos que existem acerca da análise dinâmica destas pontes, e que são escassos os trabalhos que avaliam a interdependência de todos os fenómenos a que o sistema estrutural em estudo se encontra sujeito durante o processo construtivo e a fase de exploração da estrutura. Pelo que, nesta dissertação, se pretende analisar o comportamento destas estruturas, em particular o historial de evolução das tensões ao longo da vida da obra tendo em conta os efeitos diferidos.

Em Portugal, apesar da tendência mundial crescente, este não tem sido um sistema estrutural amplamente usado na construção de pontes, por essa razão ainda não se generalizou o uso de um termo português para a descrição deste sistema estrutural. Por esse motivo, ao longo deste trabalho para além do termo anglo-saxónico *stress ribbon* será também adotado o termo “banda tensionada” para referir o sistema estrutural em estudo, por se considerar que é um termo que o descreve adequadamente.

1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

Como é típico das estruturas com cabos, ou seja, estruturas flexíveis, as pontes *stress ribbon* respondem a incrementos de carga através de uma combinação de incrementos do seu estado de tensão e de alteração da sua geometria. Eis a razão do seu comportamento marcadamente não linear geométrico.

Simplificadamente poderia dizer-se que estes sistemas estruturais se resumem a um elemento em forma de catenária que é capaz de transportar as cargas até aos apoios quase exclusivamente à custa de esforços axiais de tração.

No entanto, os procedimentos construtivos usualmente utilizados impõem um carácter fortemente evolutivo a estas estruturas, quer ao nível do esquema longitudinal global, quer, muito especialmente, ao nível das suas secções transversais.

Ao tratarem-se de estruturas que integram cabos de aço de alta resistência, deve prestar-se um cuidado especial à necessidade de garantia da sua durabilidade, usualmente assegurada pela proteção fornecida pelo betão circundante. Para que esta proteção seja efetiva, impõe-se que, na vizinhança do aço de pré-esforço, o betão esteja comprimido ou não fissurado, dependendo da classe de exposição ambiental do local e da combinação de ações em serviço a considerar.

Talvez resida aqui a maior dificuldade da análise desta tipologia estrutural. De facto, a estimativa das tensões instaladas, quer no betão quer no aço de pré-esforço, ao longo da vida da obra requer que sejam tidos em consideração o comportamento não linear geométrico da estrutura, o carácter evolutivo das suas secções transversais e, consequentemente, o comportamento diferido dos materiais.

Por um lado, a generalidade dos programas de cálculo automático de análise estrutural não contempla estas potencialidades. Por outro lado, a complexidade deste comportamento estrutural inviabiliza que sejam utilizadas abordagens simplificadas que costumam ser “suficientes” para o estudo de estruturas ditas correntes, como por exemplo, os tabuleiros de betão pré-esforçado utilizados nas pontes em laje vigada.

O objetivo desta dissertação é, precisamente, expor as principais características do comportamento estático instantâneo e diferido das pontes *stress ribbon* e as particularidades da modelação numérica necessária para este efeito.

Para tal pretende-se desenvolver e analisar um modelo tridimensional de elementos finitos de um caso real desta tipologia – a ponte de *Redding*, na Califórnia – utilizando o *software* de análise estrutural *Evolution*, da autoria do Professor Doutor Miguel Ferraz da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto [1], que traduza com tanto rigor quanto possível a resposta da estrutura no decurso do faseamento construtivo e fase de exploração.

Na modelação do referido caso de estudo, usando o *software* supramencionado, pretende-se, por um lado, perceber como este tipo de estruturas funciona e, por outro lado, discutir a melhor forma de proceder à sua modelação numérica. A comparação dos resultados obtidos no modelo numérico com os valores teóricos apresentados na literatura para a ponte de *Redding* permite validar o *software* e o modelo numérico. Conhecendo o historial de evolução das tensões ao longo do processo construtivo e da vida útil da obra tendo em conta os efeitos diferidos, é possível interpretar o comportamento estático deste tipo de pontes e identificar as principais características da sua resposta estrutural e respetivas inter-relações, ficando a dominar os parâmetros mais relevantes para o seu dimensionamento de forma a permitir a aplicação destes conhecimentos a um exemplo concreto.

Após a realização da análise do caso de estudo, pretende-se desenvolver o estudo prévio de uma ponte do tipo *stress ribbon* proposta para a cidade do Porto e denominada de “Ponte dos Caminhos do Romântico”, aplicando os conhecimentos adquiridos anteriormente, e cumprindo as normas e recomendações para o dimensionamento deste sistema estrutural.

1.3. DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação encontra-se dividida em sete capítulos, contando com o presente relativo ao enquadramento, objetivo e organização do trabalho. Apresenta-se a seguir uma breve descrição da matéria abordada em cada um deles.

No segundo capítulo é realizado o "Estado da Arte", com um pequeno enquadramento histórico das pontes do tipo *stress ribbon*, e a enumeração de algumas pontes pertencentes a este sistema estrutural. Apresenta-se uma caracterização do tipo de pontes em estudo, nomeadamente, o processo construtivo, secções transversais e a forma usual dos apoios.

No terceiro capítulo procede-se à análise do comportamento estático do sistema estrutural em estudo, começando por analisar o comportamento de um cabo e fazendo uma breve descrição teórica da redistribuição de tensões que ocorrem e demais aspetos importantes neste tipo de estruturas.

No quarto capítulo descreve-se o *software* de análise estrutural usado neste trabalho, Evolution, efetuando-se um teste à sua capacidade de cálculo em efetuar uma análise não linear geométrica. É ainda realizada a análise de um elemento de cabo em forma de catenária usando essa mesma plataforma.

No quinto capítulo procede-se à modelação de um caso real de estudo, com a sua análise e validação do modelo.

O sexto capítulo diz respeito a um exemplo de aplicação que consiste no estudo prévio de uma ponte pedonal em banda tensionada, em que se inclui a verificação dos limites impostos pelas normas e se faz uso dos valores recomendados na bibliografia da especialidade.

Para finalizar, o sétimo capítulo, apresenta as conclusões e também algumas sugestões para trabalhos futuros envolvendo esta plataforma.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DE PONTES DO TIPO *STRESS RIBBON*

Devido à necessidade de facilitar o quotidiano das populações, a construção de pontes surgiu muito cedo na história de toda a humanidade, com o objetivo específico de encurtar caminhos e desta forma ultrapassar obstáculos. Contudo, a sua construção passou por várias mudanças evolutivas ao longo dos anos, desde a técnica de construção até aos materiais usados.

Ao longo da história os cabos sempre foram utilizados na concepção de pontes, sendo a ponte mais antiga deste tipo aquela em que os próprios cabos funcionam como tabuleiro, tal como a Figura 2.1 apresenta ([2] *Apud* [3]).

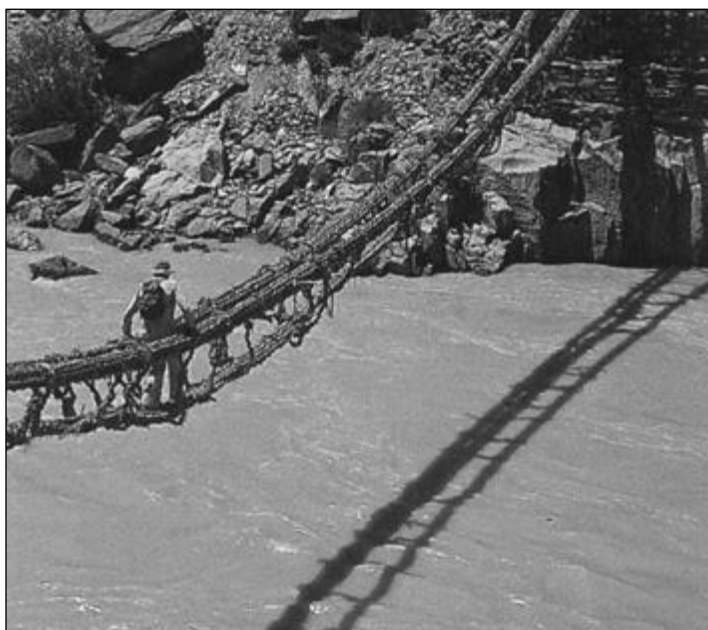


Figura 2.1 - Ponte suspensa primitiva [2] *Apud* [3]

Com a evolução da Engenharia Civil e com os avanços tecnológicos, na década de 60, a ideia primitiva de usar cabos tensionados como tabuleiro para a passagem de peões foi recuperada pelo engenheiro alemão Ulrich Finsterwalder, que introduziu o conceito de pontes do tipo *stress ribbon* [4].

Segundo Ulrich Finsterwalder, as pontes do tipo *stress ribbon* têm como princípio o de uma catenária, que transmite as cargas aos encontros e, também aos pilares intermédios no caso de ser uma ponte com mais do que um vão. Por esse motivo é usual atribuir a estas pontes o nome de Ponte em Catenária.

O engenheiro alemão propôs ainda vários projetos de pontes que usavam o conceito *stress ribbon*, que teriam como objetivo vencer grandes vãos. Entre as quais destaca-se o projeto da *Bosporus Bridge* (ver Figura 2.2) na Turquia, a *Naruto Bridge* no Japão e a *Zoo-bridge* na Alemanha. Apesar destas pontes não terem sido executadas, marcam o início da consideração deste sistema estrutural como mais uma alternativa para os projetistas [3].

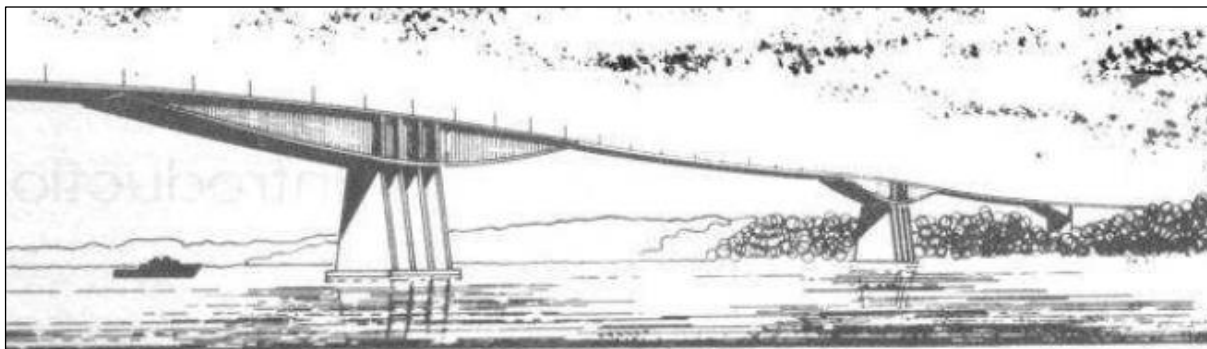


Figura 2.2 - *Bosporus Bridge*, U. Finsterwalder 1958 [5]

Em 1965 foi construída a primeira ponte do tipo *stress ribbon* aberta ao público, *Bircherweid Bridge*, localizada na Suíça (ver Figura 2.3). A partir desta data a construção de pontes usando este sistema estrutural espalhou-se pelo mundo inteiro.

Mais tarde, por volta dos anos 80, o engenheiro checo Jiri Strasky teve um grande contributo para a evolução deste conceito com o dimensionamento e construção de várias pontes deste tipo. Strasky [6] descreve uma série de pontes construídas na República Checa, onde são inclusivamente, apresentados uma série de detalhes construtivos. Das pontes projetadas pelo engenheiro checo destaca-se a ponte sobre o rio Sacramento em *Redding*, Califórnia, estudada mais à frente no Capítulo 5.

Com o objetivo de reduzir a tensão nos cabos utilizados no sistema estrutural *stress ribbon*, surgem várias pontes que utilizam este sistema em conjunto com outros, como é exemplo da *Olomouc Bridge* (ver Figura 2.11). Esta ponte combina este sistema com o sistema de pontes em arco, reduzindo desta forma o esforço nos cabos pertencentes ao tabuleiro do tipo banda tensionada através da redistribuição das forças para o arco.

De seguida, será feita uma breve descrição de algumas pontes que utilizam o sistema estrutural em estudo, sendo destacadas as que apresentaram um maior contributo para o desenvolvimento do sistema estrutural bem com as que melhor exibem a potencialidade do mesmo.

2.1.1. BIRCHERWEID BRIDGE, SUÍÇA

A *Bircherweid Bridge* localizada na Suíça foi a primeira ponte do tipo *stress ribbon* a ser construída, no ano de 1965. Baseada no conceito de catenária que transmite as cargas aos encontros, foi projetada pelo gabinete Walther Mory Maier Bauingenieure AG. A estrutura, moldada *in situ*, apresenta um vão de 48 m e um tabuleiro pré-esforçado com uma espessura de 0.18 m, que aumenta gradualmente até 0.36 m junto aos encontros [5].

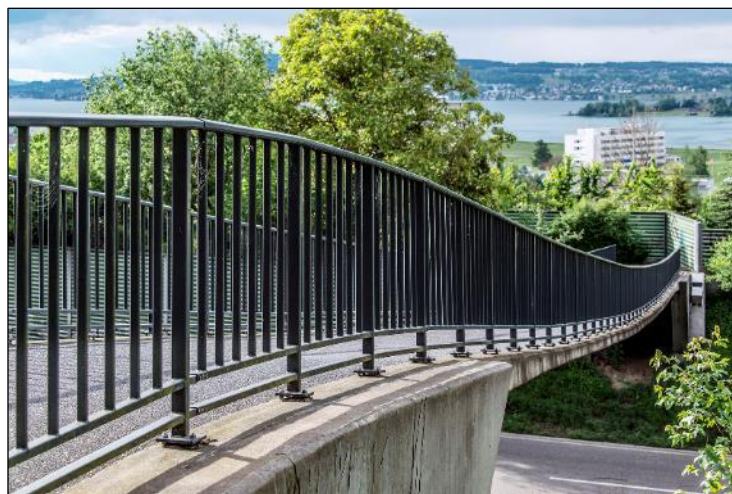


Figura 2.3 - *Bircherweid Bridge*, Suíça [7]

2.1.2. DS-L BRIDGES, REPÚBLICA CHECA

Entre 1978 e 1985 o engenheiro Jiri Strasky dimensionou sete pontes *stress ribbon* de configuração estrutural semelhante, intituladas de *DS-L Bridges*. Estas pontes, localizadas na República Checa, apresentam um, dois ou três vãos entre 63 m e 102 m de desenvolvimento, tal como indicado no Quadro 2.1. Todas estas pontes são constituídas por elementos pré-fabricados de betão com a mesma secção transversal e apresentam uma disposição estrutural semelhante.

O tabuleiro das pontes apresentadas no Quadro 2.1 é constituído por dois tipos de elementos: elementos aligeirados com a forma de *waffle*, que compõem a maior parte do tabuleiro, bem como elementos maciços nos encontros. Os elementos pré-fabricados apresentam 3 m de desenvolvimento longitudinal, 3.8 m de largura e 0.30 m de altura, como indicado na Figura 2.4.

Quadro 2.1 - DS-L Bridges, República Checa (Adaptado de [5])

Nome das pontes	Nº de vãos	Vão [m]	Flecha [m]	Ano de construção
<i>Brno-Bystrc</i>	1	63.00	1.20	1979
<i>Kromeriz</i>	1	63.00	1.20	1983
<i>Radonice</i>	1	63.00	1.20	1984
<i>Brno-Komin</i>	1	78.00	1.35	1985
<i>Prerov</i>	2	67.50 28.50	1.43 0.25	1983
<i>Prague-Troja</i>	3	85.50 96.00 67.50	1.34 1.69 0.84	1984
<i>Nymburk</i>	3	46.50 102.00 70.50	0.41 1.98 0.95	1985

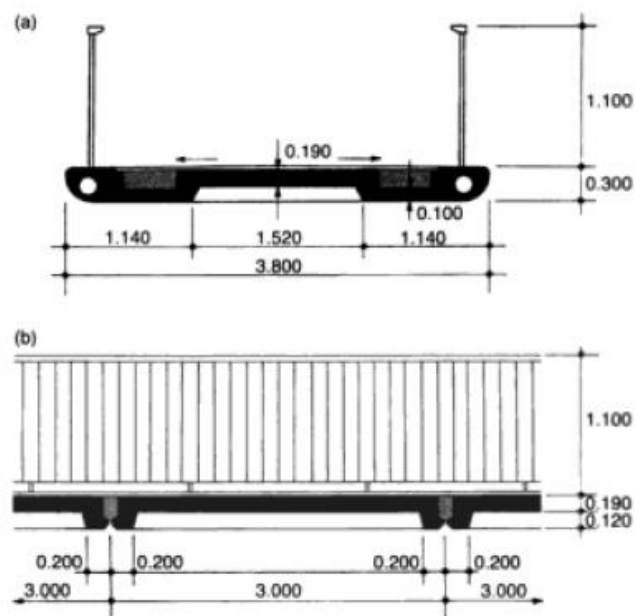


Figura 2.4 - DS-L Bridges, República Checa - Tabuleiro: (a) Secção transversal; (b) Secção longitudinal parcial [5]

2.1.3. KIKKO BRIDGE, JAPÃO

A *Kikko Bridge* é uma ponte pedonal de caris tridirecional, construída em 1991 no Japão e projetada pela empresa Sumitomo Construction Co., Ltd.. Esta estrutura constituída por três tabuleiros com 37.5 m de desenvolvimento cada, ligados a uma peça central de aço, permite a ligação entre três locais diferentes de um clube de golfe (Figura 2.5 e Figura 2.6).

A estrutura apresenta três "bandas de pré-esforço" ligadas mutuamente a uma plataforma central, formada por uma estrutura de aço composta inferiormente por uma laje pré-fabricada, e na parte superior por uma laje moldada *in situ*. As bandas de pré-esforço são formadas por um conjunto de aduelas pré-fabricadas suspensas em cabos de sustentação, que estão ancoradas e ligadas aos encontros e à peça central de aço [5].



Figura 2.5 - Kikko Bridge, Japão [7]

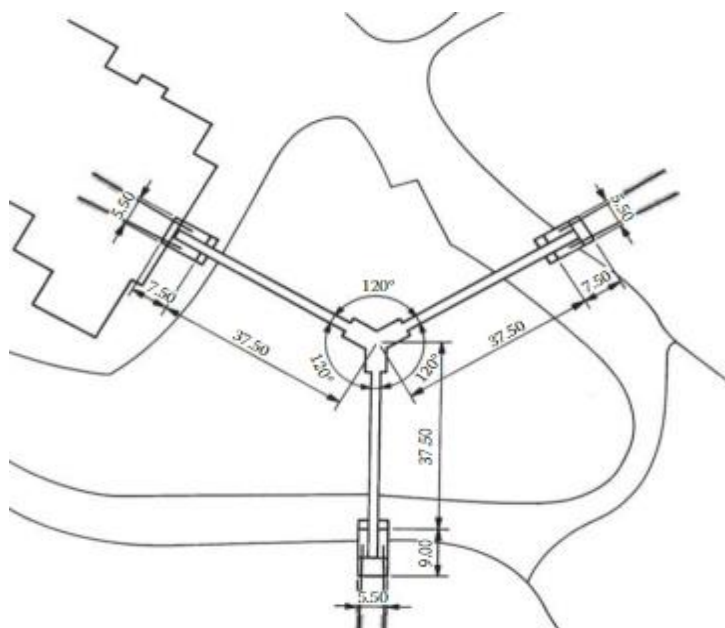


Figura 2.6 - Kikko Bridge: Vista em planta [5]

2.1.4. MAIDSTONE BRIDGE, REINO UNIDO

A *Maidstone Bridge* é uma ponte pedonal localizada no Reino Unido, construída em 2001 e projetada pelo gabinete Strasky, Husty and Partners, Ltd., destacando-se pela sua forma (Figura 2.7 e Figura 2.8). O tabuleiro do tipo *stress ribbon* apresenta um desenvolvimento total de 101.5 m, sendo formado por elementos pré-fabricados de betão e uma laje moldada *in situ*. O apoio intermédio para além da função de suporte, permite também o acesso à ponte.



Figura 2.7 - *Maidstone Bridge*, Reino Unido [7]

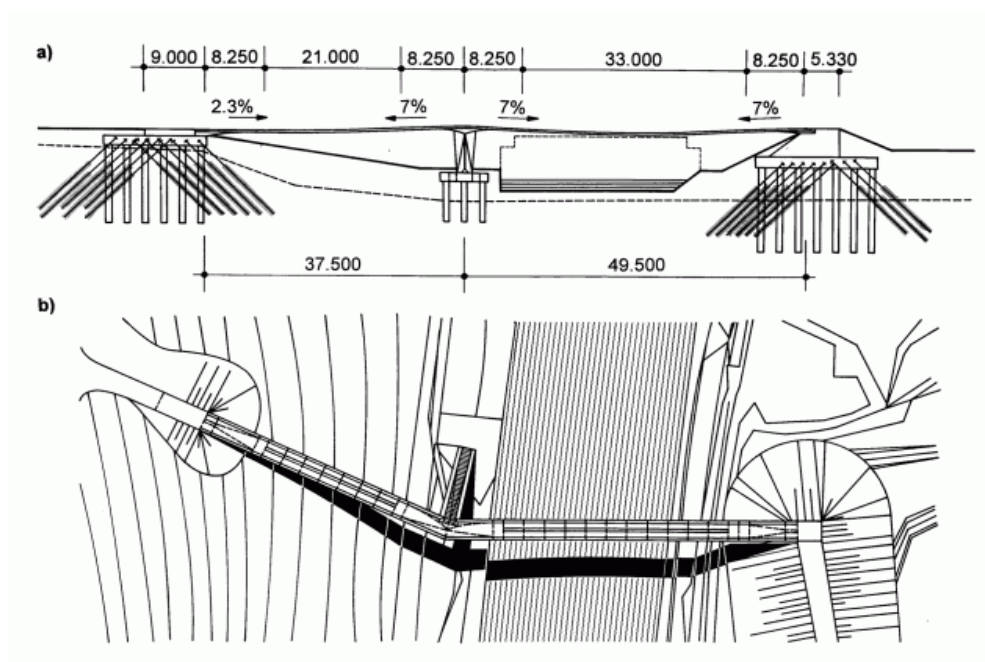


Figura 2.8 - *Maidstone Bridge*: (a) Alçado; (b) Vista [7]

2.1.5. PONTE PEDONAL NA FEUP

Um exemplo de ponte banda tensionada construída em Portugal é a ponte pedestre que integra o campus da Faculdade de Engenharia do Porto, que liga a zona da Biblioteca e o edifício da Cantina, projetada pelo gabinete de projetos ENCIL no ano de 1998.

Esta ponte é constituída por um tabuleiro contínuo do tipo *stress ribbon*, apoiado nos encontros e num pilar intermédio, formando dois vãos de 28 m e 30 m. Relativamente à laje do tabuleiro, pode-se observar na Figura 2.9 que se trata de uma estrutura laminar de betão armado com cerca de 3.8 m de largura e 0.15 m de espessura, já a resistência é dada por 4 cabos embebidos na secção de betão tracionados entre os encontros. Quanto ao pilar central, a sua extremidade superior tem uma cota com 2 m acima da cota dos encontros, sendo uma estrutura metálica formada por 4 tubos dispostos perante as arestas de uma pirâmide de forma quadrangular invertida. De salientar ainda que se encontram ligados superiormente por uma "sela" de desvio dos cabos do tabuleiro, em que o vértice forma uma rótula [8].



Figura 2.9 - Ponte pedonal na FEUP

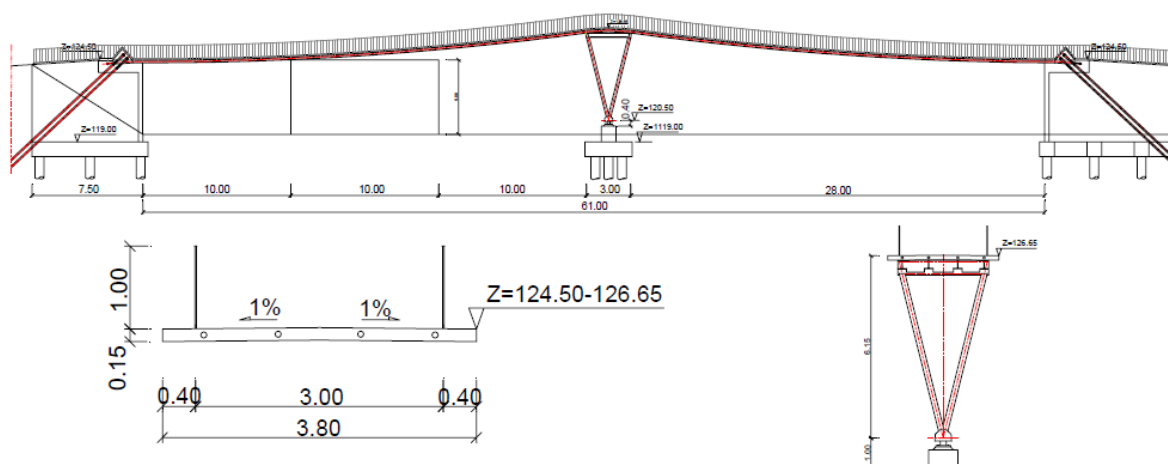


Figura 2.10 - Alçado e secção transversal da ponte pedonal da FEUP [8]

2.1.6. OLOMOUC BRIDGE, REPÚBLICA CHECA

Olomouc bridge é uma ponte pedonal localizada na República Checa que se destaca pela particularidade de ser formada pelo sistema estrutural em discussão, *stress ribbon*, suportado por um arco (Figura 2.11). Esta estrutura é formada por dois vãos do tipo *stress ribbon* de 79.2 m de desenvolvimento, construídos por elementos pré-fabricados de betão, suportados e pós-tensionados por cabos externos e ainda por um arco de 64 m moldado *in situ* [5].

Nesta ponte, tal como indicado no esquema estrutural da Figura 2.12, as fundações do arco e os blocos de ancoragem do tabuleiro *stress ribbon* estão ligados por uma escora, e, como tal a ponte funciona como uma estrutura autoportante que origina apenas reações verticais nas fundações.

A ponte foi dimensionada pelo gabinete Strasky, Husty and Partners, Ltd., tendo sido realizada em 2007. Esta estrutura faz parte do conjunto de pontes projetadas pelo engenheiro Jiri Strasky, que tal como referido anteriormente, teve um grande contributo para o desenvolvimento do sistema estrutural *stress ribbon*.



Figura 2.11 - Olomouc Bridge, República Checa [7]

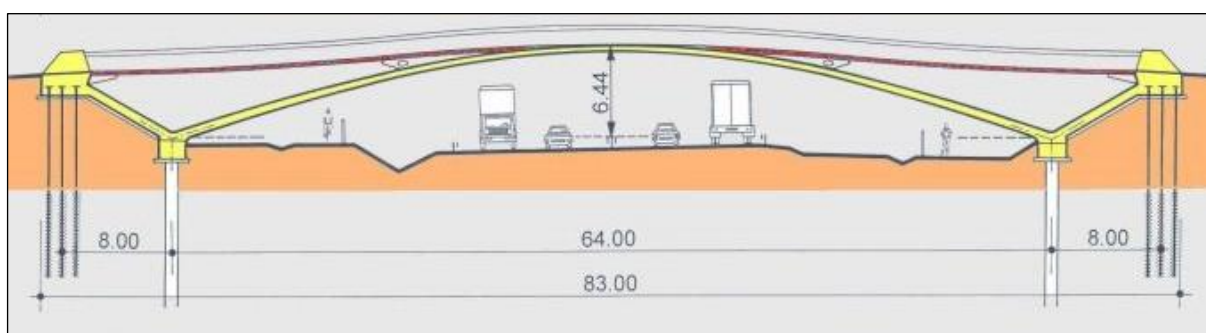


Figura 2.12 - Olomouc Bridge: Alçado [7]

2.2. CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES DO TIPO STRESS RIBBON

Pontes do tipo *stress ribbon* é o termo criado para descrever estruturas formadas por um tabuleiro de betão pré-esforçado com a forma de uma catenária. A estrutura flexível consiste em cabos tensionados, ligeiramente curvos, embebidos numa laje de betão armado muito esbelta comparada com a sua extensão. É de notar que esta laje, que serve como tabuleiro, não apresenta outra função para além de distribuir a carga localmente e preservar a continuidade do mesmo [9].

O arranjo estrutural de uma ponte *stress ribbon* é determinado pela sua função estática e ainda pelo processo construtivo. Durante a montagem (Figura 2.13(a)), a estrutura comporta-se como um cabo perfeitamente flexível, e durante a fase de serviço (Figura 2.13(b)) como uma banda tensionada sujeita não só a esforços axiais, mas também a momentos fletores. Contudo, a configuração geométrica e o estado de tensão a que a estrutura estará sujeita no final da fase de montagem é determinante para o estado de tensão que irá ocorrer durante a fase de serviço [5].

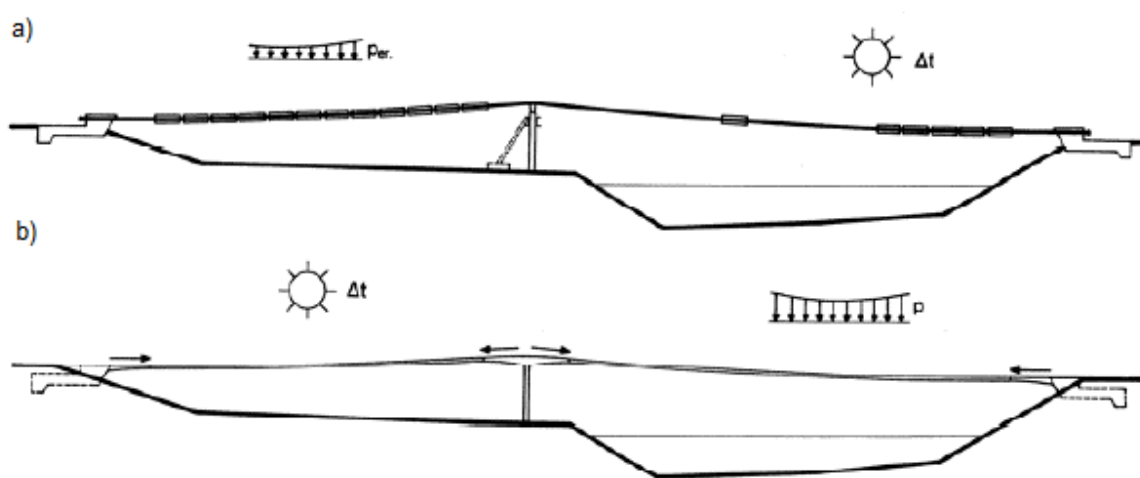


Figura 2.13 - Função estática: (a) Fase de montagem; (b) Fase de serviço [5]

O sistema estrutural do tipo banda tensionada apresenta duas grandes variantes em relação ao modo como o tabuleiro é moldado. O tabuleiro pode ser formado por elementos pré-fabricados de betão de secção completa ou parcial, ou ainda, moldado *in situ*, recorrendo desta forma a estruturas provisórias de sustentação. Contudo, o mais frequente é o recurso a elementos pré-fabricados dado a sua facilidade de execução e rapidez.

Quando se recorre a elementos pré-fabricados para formar o tabuleiro, para além dos cabos de sustentação utilizados para a montagem dos elementos pré-fabricados, são utilizados cabos de pré-esforço para que posteriormente se possa proceder à aplicação do pré-esforço na estrutura. Usualmente, os cabos de sustentação apresentam carácter não aderente e os de pré-esforço apresentam carácter aderente sendo injetados com calda de cimento após a aplicação do pré-esforço.

O uso do tabuleiro moldado totalmente *in situ* é uma opção menos corrente no projeto de pontes banda tensionada, considerando até que dada a necessidade de suporte em cavaletes apoiados ao solo, esta é uma opção fora de uso e que suprime uma das grandes vantagens do sistema estrutural em análise, ou seja, a facilidade de execução. Nesta alternativa, ao contrário da opção em que se recorre a elementos pré-fabricados, são utilizados apenas cabos de sustentação, que apresentam não só a função de materializar o pré-esforço aplicado à estrutura, mas também de suportar o peso próprio da mesma [9].

2.2.1. PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO

Strasky [6] define um procedimento construtivo de uma ponte pedestre usando peças pré-fabricadas, onde os elementos de betão deslizam um a um sobre os cabos de sustentação até atingir a sua posição de projeto. A seguir é apresentada a sequência de execução de uma ponte de vãos múltiplos constituída por elementos pré-fabricados de betão e pré-esforçada por cabos adicionais aos de sustentação. Depois da execução das fundações, blocos de ancoragem e pilares intermédios, a montagem é dividida nas seguintes etapas:

- a) As aduelas dos encontros são posicionadas nos suportes. Nas calhas das aduelas pré-fabricadas dos encontros existem elementos metálicos que determinam a posição dos cabos de sustentação. As "selas" de aço, onde repousam os cabos, são colocadas nos apoios intermédios e os pilares são escorados temporariamente, garantindo assim estabilidade dos mesmos (ver Figura 2.15);

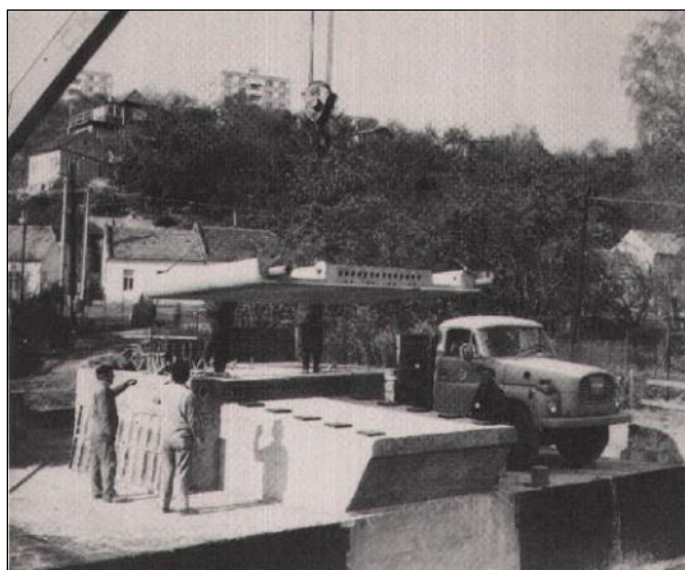


Figura 2.14 - Montagem do segmento de um dos encontros [6]

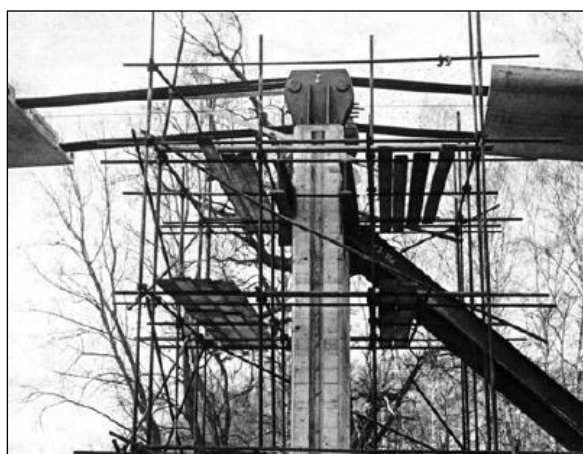


Figura 2.15 - "Sela" de aço e escora [3]

- b) Os cabos de sustentação são dispostos no vão por intermédio de um guincho. Os seus fios são desenrolados das bobinas, a uma velocidade controlada, assegurando o mesmo comprimento dos fios do cabo. De seguida, os cabos são tracionados de acordo com o projeto;
- c) Os segmentos pré-fabricados são erguidos com o auxílio de uma grua móvel e presos aos cabos com a ajuda de dispositivos que se instalam em negativos previamente deixados nos elementos (Figura 2.16). Posteriormente, os elementos são ligados a cabos auxiliares e deslizam até à sua posição de projeto. Nas juntas são colocados tubos de aço, sendo que este passo se repete até que toda a estrutura seja montada;



Figura 2.16 - Exemplo de elevação e fixação de um segmento pré-fabricado [10]

- d) A cofragem das selas dos apoios intermédios é apoiada nos elementos vizinhos (ver Figura 2.17), são colocados os cabos de pré-esforço e são dispostas as armaduras da zona dos cabos de sustentação e das selas. A seguir, as juntas, a região onde estão alojados os cabos de sustentação e as selas são betonadas ao mesmo tempo. De forma a evitar a fissuração precoce do tabuleiro, em especial nas zonas das juntas entre “betão novo” e “betão velho”, motivada pelas variações de temperatura e pela retração do betão, o pré-esforço deve ser instalado tão cedo quanto possível;



Figura 2.17 - Cofragem das “selas” dos apoios intermédios [6]

- e) É aplicada a calda de cimento aos cabos de pré-esforço, tornando-os aderentes, montados os guarda-corpos e executado o pavimento. Posteriormente, procede-se a um ensaio de carga.

No caso de a estrutura ser moldada localmente, utilizando, portanto, uma estrutura auxiliar provisória – cavalete apoiado no solo – (Figura 2.18), o pré-esforço apenas é aplicado quando o betão atinge a resistência necessária. Ao ser aplicado o pré-esforço, a estrutura torna-se autoportante e separa-se da cofragem e do escoramento. Neste cenário, os cabos têm como função, não só a de suportar o peso próprio da estrutura, mas também a de aplicar o pré-esforço ao tabuleiro.

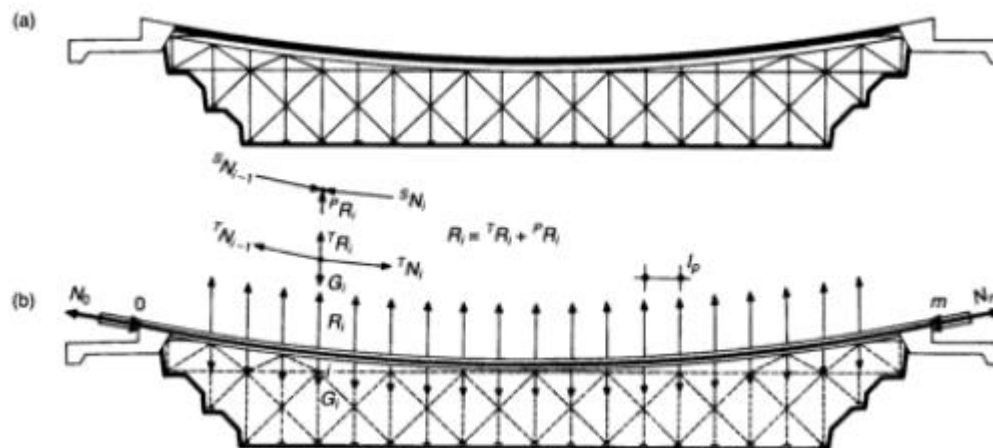


Figura 2.18 - Ponte do tipo *stress ribbon* moldada *in situ* com recurso a uma estrutura provisória de apoio:
(a) Moldagem; (b) Aplicação do pré-esforço [5]

No caso de a estrutura ser composta por elementos pré-fabricados de betão, para além da forma de aplicação do pré-esforço indicada anteriormente, ou seja, através de cabos adicionais aos de sustentação, ancorados no tardo dos blocos de fundação, existe um outro procedimento de aplicação do pré-esforço à estrutura. Nesta outra forma de aplicação, são colocadas sobrecargas, como por exemplo sacos de água, ao longo de todo o desenvolvimento do tabuleiro, antes mesmo da betonagem das juntas. Logo após o betão das juntas adquirir resistência suficiente, a sobrecarga é retirada e a estrutura tende a deslocar-se para cima, ocorrendo assim o efeito do pré-esforço desejado [3].

2.2.2. REGIÃO DOS APOIOS

Na Figura 2.19 são apresentados os diagramas de momentos fletores típicos das estruturas com o sistema estrutural em análise, em que a hipótese b) se refere à estrutura sem pré-esforço e a hipótese c) diz respeito ao caso em que o pré-esforço atua. Pela análise dos diagramas, pode-se concluir que os momentos fletores elevados só ocorrem na região dos apoios.

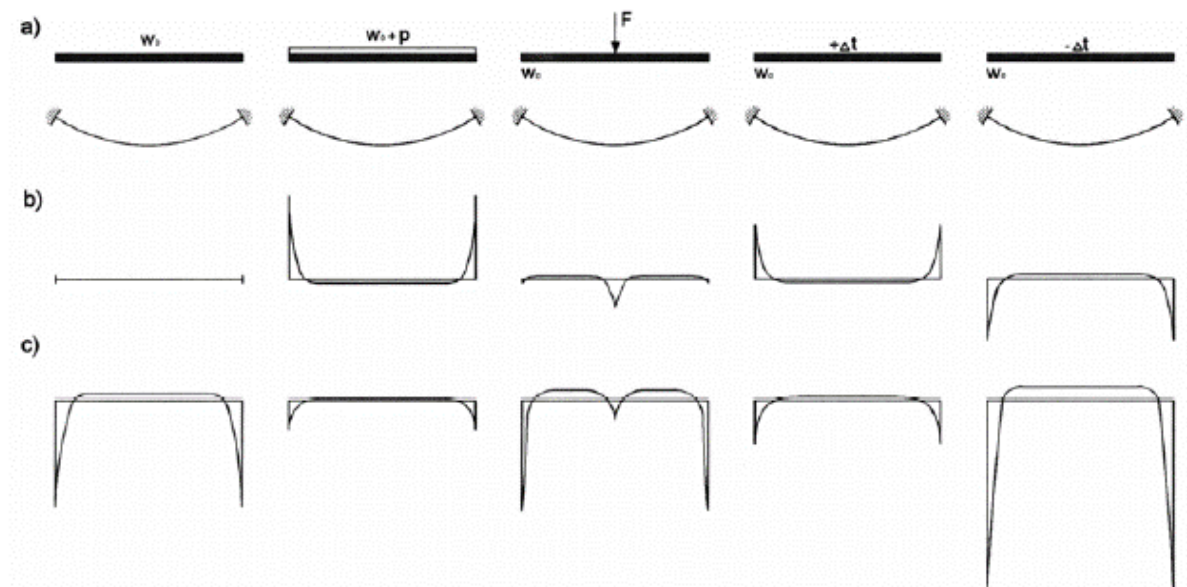


Figura 2.19 - Diagramas típicos de momentos fletores [5]

Na Figura 2.19 os símbolos indicados apresentam as seguintes definições:

- w Peso próprio da estrutura
- p Carga distribuída vertical
- F Carga concentrada
- $+\Delta t$ Variação uniforme de temperatura positiva
- $-\Delta t$ Variação uniforme de temperatura negativa

Uma secção típica de uma estrutura do tipo banda tensionada não é capaz de suportar os momentos fletores elevados que ocorrem nos apoios. Segundo Strasky [9], os momentos fletores podem ser reduzidos através de duas formas. A primeira, representada na Figura 2.20b), permite deslocamentos ascendentes do tabuleiro face à aplicação do pré-esforço, ou ainda perante variações de temperatura. Na Figura 2.20c) é apresentada uma outra alternativa que passa por incorporar à estrutura pequenos reforços de espessura variável moldados *in situ*, que apesar de aumentarem o peso próprio, e, por sua vez, os momentos fletores, aumentam a resistência à flexão na zona dos apoios. No entanto, a análise da forma dos apoios não será alvo de estudo desta tese, sendo apresentadas apenas como referência geral.

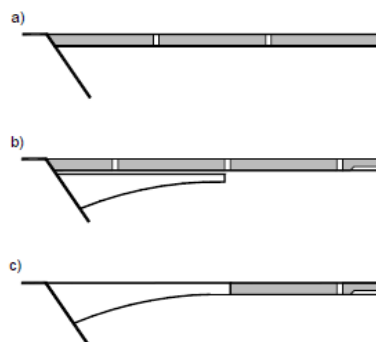


Figura 2.20 - Configuração dos encontros possíveis para diminuir os momentos fletores [5]

2.2.3. SECÇÕES TRANSVERSAIS POSSÍVEIS

Como foi mostrado anteriormente, nas estruturas *stress ribbon*, apenas ocorrem momentos fletores consideráveis na zona dos apoios. Desta forma, o tabuleiro estará sujeito praticamente apenas a esforços normais ao longo de todo o desenvolvimento da estrutura, podendo assim ser formado por secções muito esbeltas.

A área mínima da secção transversal do tabuleiro é determinada a partir do requisito de que, sob as várias condições de carregamento, não haja tensões de tração ou que estas sejam limitadas a um determinado valor e que a máxima tensão de compressão não seja excedida. Uma vez que os momentos fletores são baixos, a altura da secção transversal do tabuleiro é determinada essencialmente pelo recobrimento mínimo exigido pelo aço pré-esforçado. Normalmente, a altura mínima garante uma rigidez do tabuleiro suficiente [9].

O engenheiro Jiri Strasky apresenta um conjunto de secções transversais possíveis para o tabuleiro dependentes do processo construtivo adotado [5], ver Figura 2.21.

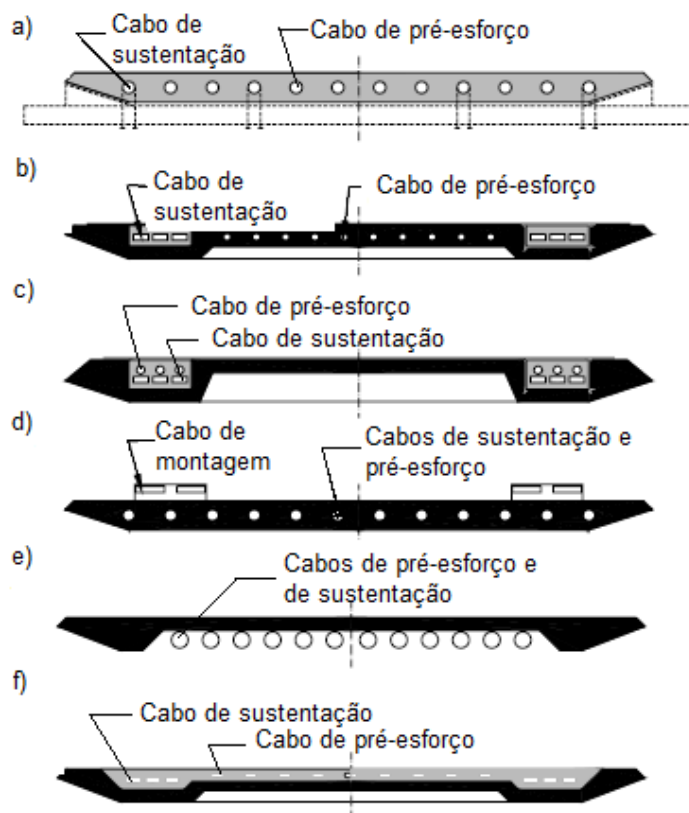


Figura 2.21 - Secções transversais propostas por Strasky (Adaptado de [5])

A hipótese a) refere-se a um elemento moldado *in situ*, em que um dos principais benefícios apontados na construção de pontes do sistema estrutural em discussão, a rapidez na execução, se perde.

Já nas situações b) e c) são apresentadas as secções utilizadas nas primeiras estruturas construídas por Strasky. Nesta alternativa, os cabos de sustentação passam sobre os elementos pré-fabricados, sendo o tabuleiro pré-esforçado por um segundo grupo de cabos, posteriormente à montagem. Os cabos de sustentação ficam protegidos por betão moldado no local em simultâneo com a betonagem das juntas entre os elementos em questão. No que concerne à junta longitudinal entre os elementos pré-moldados

e o betão moldado no local, esta tem que ser coberta com camada impermeabilizante, visto poderem eventualmente ocorrer fissuras nessa ligação.

Na opção d), os elementos são montados sobre cabos que depois da aplicação do pré-esforço ao tabuleiro, serão removidos. No que se refere à alternativa e), os elementos são sustentados e pré-esforçados por cabos externos.

A opção f) é uma secção composta usada nas construções recentes lideradas por Strasky onde os elementos de betão pré-fabricados são suspensos e usados como forma para o betão que é moldado no local. A betonagem é executada simultaneamente com a moldagem das juntas entre os elementos e a estrutura é pré-esforçada por cabos que se encontram dentro do betão moldado no local. Desta forma, o tabuleiro resulta contínuo e proporciona um excelente mecanismo de proteção para os cabos, o que minimiza a necessidade de futuras operações de manutenção.

2.2.4. RELAÇÃO ADMISSÍVEL ENTRE FLECHA E DESENVOLVIMENTO LONGITUDINAL DA ESTRUTURA

O sistema estrutural em análise é usado, sobretudo, na concepção de pontes pedonais. Ainda que este sistema possa ser usado em pontes rodoviárias, a necessidade de flechas muito pequenas e as elevadas forças horizontais geradas nos apoios, dada a natureza das cargas, torna o seu uso menos viável.

Pretendendo o conforto dos usuários e o acesso a deficientes físicos a inclinação máxima, e, por conseguinte, a flecha máxima, deve ser pequena. Quanto menor for a inclinação dos cabos maior será a tração a que estes estarão sujeitos e, portanto, maiores serão as forças horizontais que devem ser ancoradas nos apoios, aumentando as exigências quanto à sua capacidade resistente. Deste modo a máxima inclinação deve ser limitada a um valor razoável que crie um equilíbrio entre o conforto dos utilizadores e a viabilidade técnica e económica dos encontros e apoios intermédios.

As pontes do tipo *stress ribbon* apresentam inclinação variável ao longo do seu desenvolvimento e forma côncava. Apesar de a sua configuração ser mais próxima de uma catenária, segundo Strasky [5] é aceitável, para determinação da inclinação máxima admissível, supor que a sua configuração é a de uma parábola de segundo grau.

É usual considerar que a inclinação das rampas não deve exceder valores da ordem de 5%, de modo a facilitar a circulação de pessoas de cadeira de rodas. Assim sendo, notando que a inclinação média de uma parábola de segundo grau é metade da sua inclinação máxima, pode estabelecer-se que para uma inclinação média da estrutura de 5%, ou seja, uma inclinação máxima de 10%, a relação entre a flecha (f) do tabuleiro e o seu desenvolvimento longitudinal (L) é igual a $1/40$ (f/L), ver Figura 2.22.

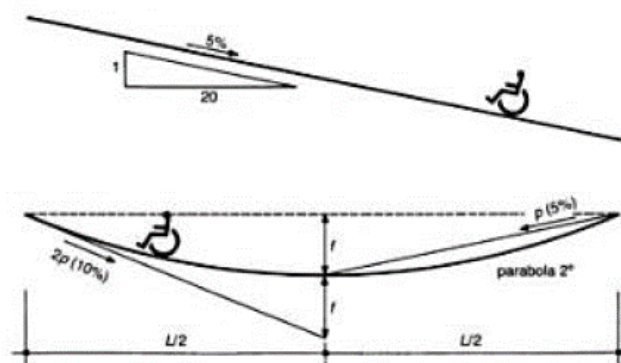


Figura 2.22 - Inclinação longitudinal (Adaptado de [5])

Nas pontes em banda tensionada, adota-se frequentemente o valor de 1/50 para a relação “ f/L ”, à qual corresponde uma inclinação média do tabuleiro de 4% e uma inclinação máxima de 8%. Salienta-se que apesar de este valor ser superior aos limites habitualmente propostos, tal não significa que torne inviável a utilização por pessoas com mobilidade reduzida, dado que a inclinação é variável ao longo da ponte e os declives maiores ocorrem apenas junto aos apoios em distâncias bastantes reduzidas.

3

COMPORTAMENTO ESTÁTICO

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objetivo principal perceber quais as variáveis que influenciam o comportamento estático nas pontes do tipo banda tensionada. Para isso, numa primeira fase, começa-se por compreender qual o comportamento e características de um cabo quando sujeito a vários casos de carga. Posteriormente, é apresentada uma breve descrição do comportamento estrutural destas pontes desde o processo construtivo até à fase de exploração, concluindo assim quais as características e variáveis que intervêm no comportamento estático do sistema estrutural em estudo, elaborando ainda uma breve descrição das mesmas.

Para análise do comportamento estático são tidas como referência as estruturas constituídas por elementos pré-fabricados de betão e laje moldada *in situ*, uma vez que estas são estruturas que dada a complexidade de análise do faseamento construtivo, comparativamente às estruturas formadas por um tabuleiro moldado localmente, merecem um estudo mais aprofundado. Para além disso, o uso do sistema estrutural cujo tabuleiro é moldado *in situ* não é, normalmente, uma opção usada na conceção deste tipo de pontes, já que apresenta a desvantagem da necessidade de uma estrutura provisória de apoio.

É de notar, que neste capítulo não se pretende ficar a conhecer a evolução pormenorizada do estado de tensão em cada material e da deformada ao longo do processo construtivo, nem na fase de serviço da estrutura, mas sim, adquirir a noção geral do que, habitualmente, sucede. A descrição pormenorizada e análise das diferentes variáveis do comportamento da estrutura é abordado no Capítulo 5.

3.2. COMPORTAMENTO DE UM CABO

Para proceder a uma correta análise de pontes do tipo banda tensionada é importante perceber o comportamento e expressões que descrevem o funcionamento de um cabo submetido a diferentes carregamentos.

Uma vez que durante a montagem da estrutura a mesma é suportada pelos cabos de sustentação, é imprescindível compreender o comportamento estático de um cabo livremente suspenso sujeito a uma carga uniformemente distribuída, bem como as expressões que descrevem esse comportamento.

Na análise de estruturas formadas por cabos supõe-se que a rigidez à flexão e torção é pequena em comparação com a rigidez axial. Por esse motivo, considera-se que nestes elementos apenas surgem esforços axiais. Contudo, podem surgir em alguns casos pequenos momentos fletores e esforços transversos que solicitam o sistema, por exemplo, em resultado da aplicação de uma carga concentrada.

Usualmente, os cabos são agrupados em duas categorias, de acordo com o tipo de carregamento a que estão sujeitos: cabos que suportam cargas concentradas e cabos que suportam cargas distribuídas. Na segunda categoria enumerada pode ainda considerar-se duas subcategorias: cabos com cargas de valor muito superior ao seu peso e cabos que suportam cargas correspondentes ao seu peso próprio (que condiciona a correspondente geometria).

Quando se analisam cabos sujeitos a forças distribuídas correspondentes ao peso próprio admite-se que a sua configuração é a de uma catenária. Já no estudo de cabos que suportam cargas uniformemente distribuídas ao longo da horizontal de valor muito superior ao seu peso próprio (como por exemplo, a força introduzida pelo tabuleiro numa ponte suspensa) admite-se que estes adquirem a configuração de uma parábola. No estudo de cabos sujeitos a forças distribuídas correspondentes ao peso próprio, no caso de a flecha apresentar um valor reduzido em relação ao vão, a carga do cabo pode ser suposta uniformemente distribuída por unidade de comprimento horizontal e, nesse caso, a configuração do cabo em vez de ser a de uma catenária pode ser substituída por uma parábola [11].

Desta forma, seguidamente é apresentado o estudo de um cabo simplesmente apoiado e submetido a uma carga distribuída que apenas resiste a esforços axiais. Posteriormente é introduzida a rigidez à flexão no sistema.

3.2.1. CABO ISOLADO SUSPENSO

Na análise supõe-se que um cabo de área A e módulo de elasticidade E (constante no tempo) se comporta como um membro perfeitamente flexível que apenas resiste a esforços axiais. Sob este pressuposto a curva do cabo irá coincidir com a curva funicular da carga aplicada ao cabo.

Supondo que o cabo se encontra apoiado em duas rótulas: a , b e é carregado por uma carga vertical $q(x)$, na Figura 3.1 é apresentado o desenho do cabo onde são identificadas as características principais do traçado.

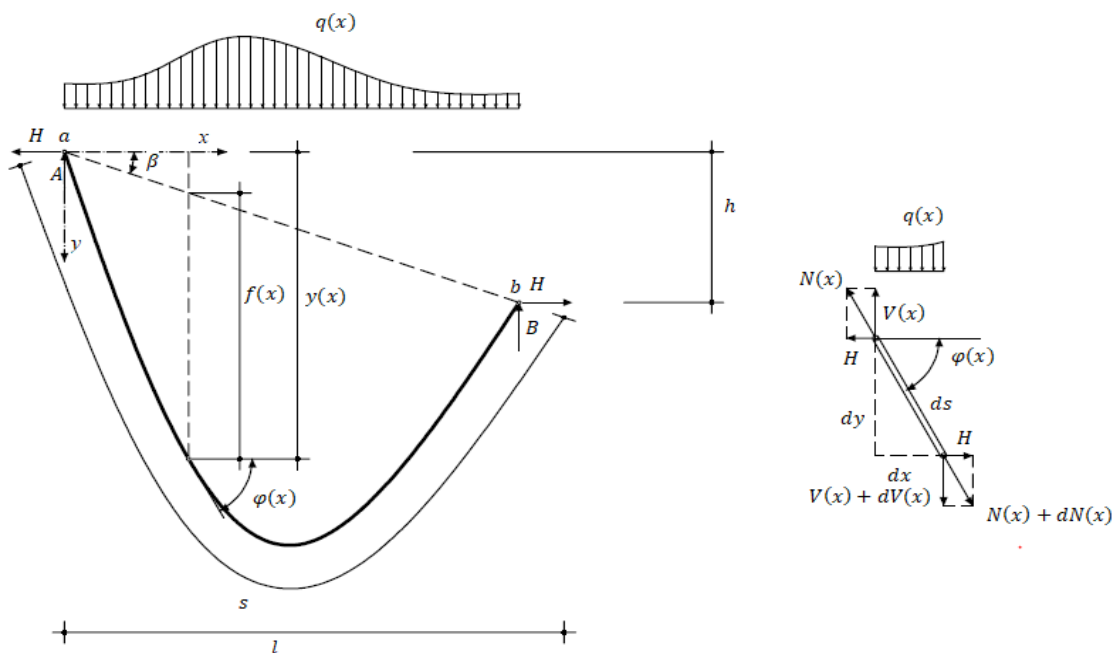


Figura 3.1 - Características do traçado de um cabo isolado suspenso

Onde,

$q(x)$ Carga distribuída vertical

H Força horizontal nos apoios

$y(x)$ Função das coordenadas do cabo

$f(x)$ Expressão que representa a variação da flecha ao longo do cabo

$\varphi(x)$ Declive do cabo

s Comprimento do cabo

l Distância horizontal entre apoios

h Distância vertical entre apoios

O cabo, solicitado pela carga distribuída $q(x)$, encontra-se sujeito ao esforço axial $N(x)$. Este esforço apresenta uma componente vertical, $V(x)$, e uma componente horizontal, $H(x)$. Sendo a carga distribuída vertical, $H(x)$ é constante, assim:

$$N(x)^2 = V(x)^2 + H(x)^2 = H^2 + V(x)^2 \quad (3.1.)$$

$$V(x) = H \cdot tg(\varphi(x)) = H \cdot y'(x) \quad (3.2.)$$

Pelo equilíbrio das forças na direção vertical e considerando o momento fletor $M(x)$ e o esforço transversal $Q(x)$ de uma viga simplesmente apoiada de vão igual à distância horizontal, l , do cabo em análise sujeita à carga vertical $q(x)$, Strasky [5], obtém as expressões (3.3.) e (3.4.) de representação da flecha e coordenadas do cabo, respetivamente.

$$f(x) = \frac{M(x)}{H} \quad (3.3.)$$

$$y(x) = \frac{M(x)}{H} + \frac{h}{l} \cdot x = f(x) + tg(\beta) \cdot x \quad (3.4.)$$

3.2.1.1. Comprimento do cabo

O comprimento do cabo, s , é dado pela expressão:

$$s = \int_0^s ds \quad (3.5.)$$

A partir da expressão (3.5.) é possível deduzir, em função das características do problema, a expressão que determina o comprimento do cabo [5]. Obtendo a fórmula (3.6.).

$$s = \frac{l}{\cos \beta} + \frac{\cos \beta}{2 \cdot H^2} \cdot D \quad (3.6.)$$

Em que,

$$D = \int_0^l Q^2(x) dx \quad (3.7.)$$

O integral da expressão (3.7.) é facilmente determinado usando a regra de Verescagin. Esta regra define que o termo D pode ser calculado multiplicando a área do diagrama do esforço transversal, $Q(x)$, da viga simplesmente apoiada de vão l , sujeita à carga distribuída $q(x)$, pelo valor que ocorre no centro de gravidade da mesma área.

De forma explicativa, para uma carga distribuída uniforme q , ver Figura 3.2a), D é calculado pela expressão (3.8.).

$$D = \int_0^l Q^2(x) dx = 2 \cdot \left[\left(\frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \cdot ql \right) \frac{1}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot ql \right) \right] = \frac{q^2 \cdot l^3}{12} \quad (3.8.)$$

Já para uma carga generalizada $q(x)$, representada na Figura 3.2, a regra de Verescagin é aplicável dividindo o comprimento da viga em elementos de comprimento x , e transformando a carga $Q(x)$ num polinómio. Assim,

$$D = \int_0^l Q^2(x) dx = \sum_i^n D_i \quad (3.9.)$$

$$D_i = \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} \cdot x \cdot Q_{i,n} \quad (3.10.)$$

Onde, $Q_{i,n}$ é o valor de $Q(x)$ no centro de gravidade do elemento.

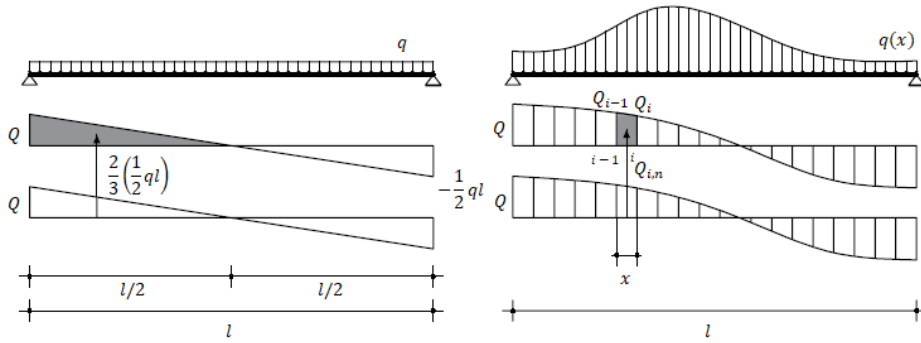


Figura 3.2 - Esquema de determinação do termo D

3.2.1.2. Alongamento elástico do cabo

O alongamento elástico do cabo, Δs , representa o aumento do comprimento do mesmo devido à aplicação de uma carga, admitindo comportamento elástico do material que o compõe.

Assim, sabendo que:

$$\frac{N(s)}{H} = \frac{ds}{dx} \quad (3.11.)$$

E ainda,

$$\Delta s = \int_0^s \frac{N(s)}{EA} ds = \int_0^s \frac{H}{EA} \frac{ds^2}{dx} \quad (3.12.)$$

Strasky [5] deduz a expressão de determinação do comportamento elástico do cabo:

$$\Delta s = \frac{H}{EA} \left(\frac{l}{\cos^2 \beta} + \frac{1}{H^2} \int_0^l Q^2(x) dx \right) \quad (3.13.)$$

Tendo por base a expressão (3.6.) de determinação do comprimento do cabo, obtém-se a expressão:

$$\Delta s = \frac{2H}{EA \cdot \cos \beta} \left(s - \frac{l}{2 \cdot \cos \beta} \right) \quad (3.14.)$$

3.2.1.3. Determinação da força horizontal nos apoios

Conhecendo as condições de carregamento iniciais do cabo: carregamento $q(x)_0$, força horizontal de solicitação dos apoios H_0 e temperatura t_0 , obtém-se o comprimento não tensionado do cabo¹, L_n , dado pela fórmula (3.15.).

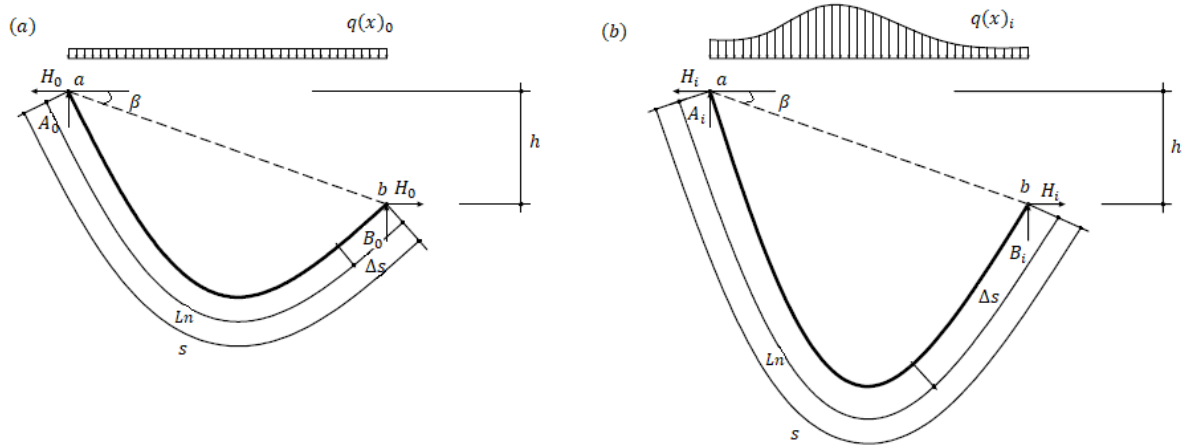


Figura 3.3 - Comprimento não tensionado de um cabo: (a) Carregamento inicial, (b) Carregamento i

$$L_n = s_0 - \Delta s_0 = \frac{l}{\cos \beta} + \frac{\cos \beta}{2 \cdot H_0^2} \cdot D_0 - \frac{H_0 \cdot l}{EA \cdot \cos^2 \beta} - \frac{1}{H_0 EA} \cdot D_0 \quad (3.15.)$$

Sendo D_0 calculado recorrendo à regra de Verescagin, anteriormente apresentada, para a carga inicial $q(x)_0$.

Para um novo carregamento $q(x)_i$ (ver Figura 3.3), força horizontal desconhecida H_i e temperatura t_i , o comprimento não tensionado do cabo considerando a variação de temperatura entre solicitações, L_{ni} , é obtido a partir da expressão (3.15.) da seguinte forma:

$$L_{ni} = L_n(1 + \alpha_t \Delta t_i) = s_i - \Delta s_i \quad (3.16.)$$

Em que,

$\Delta t_i = t_i - t_0$	Variação de temperatura
α_t	Coefficiente de dilatação térmica
s_i	Comprimento do cabo devido ao carregamento i
Δs_i	Comprimento elástico do cabo devido ao carregamento i

¹ O comprimento total de um cabo devido a um determinado carregamento é igual à soma do seu comprimento inicial (não tensionado) com o alongamento elástico devido a esse carregamento.

Portanto,

$$s_i = \frac{l}{\cos \beta} + \frac{\cos \beta}{2 \cdot H_i^2} \cdot D_i \quad (3.17.)$$

$$\Delta s_i = \frac{H_i \cdot l}{EA \cdot \cos^2 \beta} + \frac{1}{H_i EA} \cdot D_i \quad (3.18.)$$

$$L_{ni} = s_i - \Delta s_i = \frac{l}{\cos \beta} + \frac{\cos \beta}{2 \cdot H_i^2} \cdot D_i - \frac{H_i \cdot l}{EA \cdot \cos^2 \beta} - \frac{1}{H_i EA} \cdot D_i \quad (3.19.)$$

$$\Leftrightarrow \left(L_{ni} - \frac{l}{\cos \beta} \right) - \frac{\cos \beta}{2 \cdot H_i^2} \cdot D_i + \frac{H_i \cdot l}{EA \cdot \cos^2 \beta} + \frac{D_i}{H_i EA} = 0$$

Onde D_i é determinado para a carga distribuída $q(x)_i$.

Na forma de uma equação cúbica,

$$aH_i^3 + bH_i^2 + cH_i + d = 0 \quad (3.20.)$$

Sendo,

$$a = \frac{l}{EA \cdot \cos^2 \beta} \quad (3.21.)$$

$$b = L_{ni} - \frac{l}{\cos \beta} \quad (3.22.)$$

$$c = \frac{D_i}{EA} \quad (3.23.)$$

$$d = -\frac{\cos \beta}{2} \cdot D_i \quad (3.24.)$$

Desta forma, a partir da expressão (3.20.) é possível determinar a força horizontal H_i que surge nos apoios quando a estrutura é solicitada por um novo carregamento.

3.2.1.4. Introdução da influência da deformação dos apoios e alongamento do cabo nos blocos de ancoragem

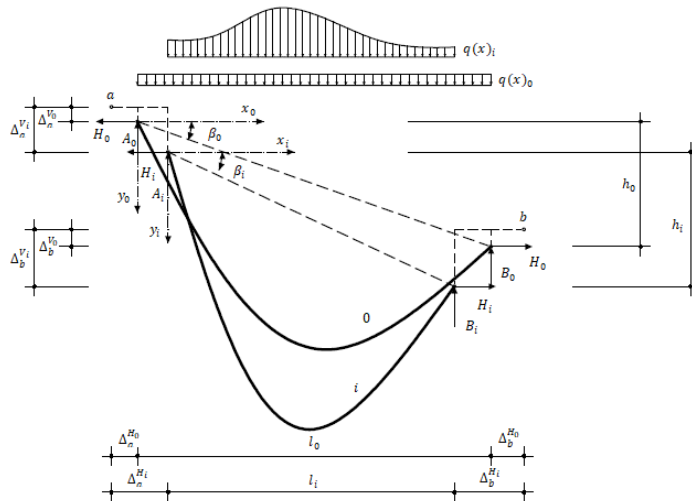


Figura 3.4 - Deformação do cabo considerando apoios elásticos

Strasky [5], define também uma metodologia de cálculo para determinação da força horizontal H_i nos apoios onde é considerada a deformação elástica do cabo junto aos blocos de ancoragem, conforme apresentado na Figura 3.4. Obtendo a expressão cúbica (3.25.), cujos coeficientes são apresentados a seguir.

$$aH_i^3 + bH_i^2 + cH_i + d = 0 \quad (3.25.)$$

$$a = \frac{l_i}{EA \cdot \cos^2 \beta_i} + k \quad (3.26.)$$

$$b = L_{ni} - \frac{l_i}{\cos \beta_i} \quad (3.27.)$$

$$c = \frac{D_i}{EA} \quad (3.28.)$$

$$d = -\frac{\cos \beta_i}{2} \cdot D_i \quad (3.29.)$$

Onde $k = k_a + k_b$ (ver Figura 3.4) expressa o alongamento dos cabos nos blocos de ancoragem a e b.

Para determinação do valor de H_i pela expressão (3.25.) é necessário recorrer a um processo iterativo, já que os coeficientes a, b, c e d dependem do comprimento l_i (distância horizontal entre apoios), bem como de h_i (distância vertical entre apoios) (ver Figura 3.4) que por sua vez depende da força horizontal H_i .

3.2.2. FLEXÃO EM CABOS

No subcapítulo 3.2.1. foram apresentadas a análise e as expressões que determinam o comportamento de um cabo sujeito apenas a esforços axiais. O cálculo dos esforços de flexão em cabos deriva da análise de um cabo isolado, anteriormente descrita, que se encontra sujeito a uma força horizontal conhecida H ([12] *Apud* [9]).

De modo a proceder a este estudo, considera-se um cabo de área A , momento de inércia I e módulo de elasticidade E , fixo nos apoios a e b (conforme a Figura 3.5). O cabo encontra-se carregado por cargas verticais distribuídas $g(x)$ e $q(x)$, cujas forças horizontais de solicitação dos apoios são, respetivamente, H_g e H .

Para a análise do cabo atenta-se que a carga $g(x)$ é aplicada de tal forma que não provoque flexão no cabo. Assim, para $g(x) = \text{constante}$, a forma do cabo é dada por uma parábola de segundo grau com as seguintes expressões [5]:

$$y(x) = f(x) + \frac{h}{l} \cdot x = \frac{g}{2H_g} \cdot x \cdot (l - x) + \frac{h}{l} \cdot x \quad (3.30.)$$

$$y'(x) = \frac{g}{H_g} \cdot x \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right) + \frac{h}{l} \quad (3.31.)$$

Já a forma do cabo para a carga $q(x)$ é dada pela fórmula (3.32.), sendo $\omega(x)$ a variação da configuração do cabo perante a alteração da carga de $g(x)$ para $q(x)$.

$$\eta(x) = y(x) + \omega(x) \quad (3.32.)$$

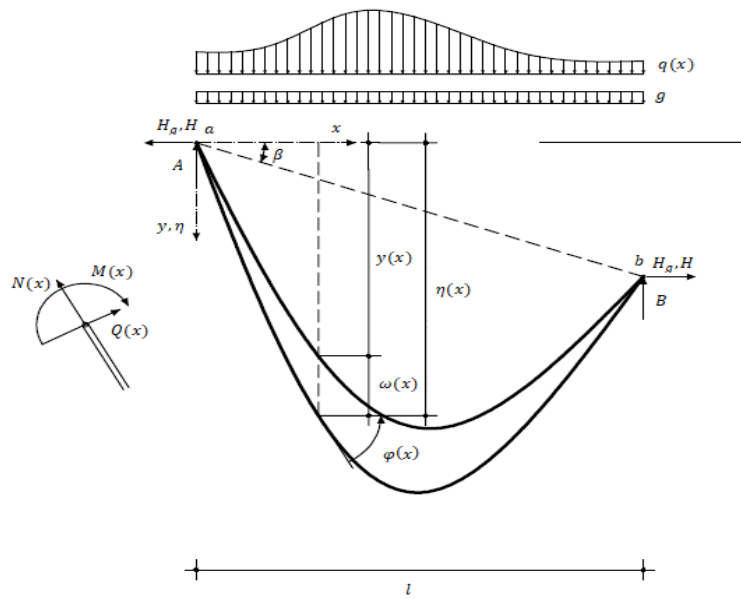


Figura 3.5 - Geometria e forças internas no cabo sujeito à flexão

Neste caso o cabo encontra-se sujeito à força normal $N(x)$, esforço transversal $Q(x)$ e momento fletor $M(x)$.

Desta forma, Strasky [5], a partir de alguns pressupostos deduz a expressão (3.33.) de cálculo dos momentos flectores que ocorrem no cabo devido ao carregamento $q(x)$.

$$M(x) = \Delta q \sqrt{H \cdot EI} \cdot e^{-\lambda x} + \Delta q \cdot EI \quad (3.33.)$$

Onde,

$$\lambda = \sqrt{\frac{H}{EI}} \quad (3.34.)$$

$$\Delta q = \frac{q}{H} - \frac{g}{H_g} \quad (3.35.)$$

O raciocínio de análise e cálculo de cabos apresentado foi desenvolvido por Strasky [5]. Contudo é de mencionar que existem outras formulações matemáticas para o problema. É exemplo Kalafatić *et al* [13] que deduz uma série de expressões para o cálculo das estruturas do tipo banda tensionada. Uma outra formulação matemática para análise das pontes em estudo foi apresentado por Del Arco e Bengoechea [14], onde também são introduzidas expressões que caracterizam a influência dos efeitos diferidos que ocorrem no betão da estrutura. Jog e Joshi [4], Sandovic *et al.* [15] e Han *et al.* [16], apresentaram ainda modelos numéricos para o cálculo e dimensionamento das pontes em questão.

A apresentação destas expressões e deduções tem carácter meramente informativo, uma vez que não faz parte do âmbito deste trabalho o cálculo do sistema estrutural em estudo através das mesmas. Nos capítulos seguintes desta dissertação, recorre-se a um programa de cálculo automático de elementos finitos para analisar o comportamento deste tipo de pontes, como referido no Capítulo 1.

3.3. DESCRIÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTÁTICO

O comportamento estático de estruturas do tipo banda tensionada depende da concepção estrutural e do seu processo construtivo [9], sendo que a configuração e o estado de tensão a que a estrutura se encontra sujeita no final da fase de montagem, determina a magnitude das redistribuições de tensão que ocorrem durante a fase de serviço da obra.

Quando a estrutura é composta por elementos pré-fabricados e laje moldada localmente, ao longo do processo construtivo, detalhado no Capítulo 2, ocorre a alteração do estado de tensão da estrutura e da configuração deformada da mesma devido aos sucessivos incrementos de carga decorrentes da montagem dos elementos pré-fabricados de betão, bem como da betonagem da laje e juntas existentes entre os elementos, e ainda devido à aplicação do pré-esforço.

Durante a fase de montagem, o comportamento estático da estrutura pode ser assemelhado ao de um cabo perfeitamente flexível [5] sujeito apenas a esforços axiais, desprezando portanto a rigidez à flexão dos elementos constituintes da estrutura. Antes da montagem dos elementos pré-fabricados, a estrutura, formada apenas pelos cabos de sustentação, encontra-se somente sujeita ao peso próprio dos mesmos. Com a colocação dos elementos pré-fabricados de betão na posição de projeto, verifica-se a introdução de incrementos de carga resultando na alteração da configuração da estrutura, com o aumento da sua flecha, tal como representado na Figura 3.6a).

Posteriormente, a betonagem da laje e das juntas existentes entre os elementos origina, uma vez mais, incrementos de carga correspondentes ao seu peso próprio. Até esta fase, as cargas a que o sistema se encontra sujeito, peso próprio dos elementos pré-fabricados e da laje, são suportadas apenas pelos cabos de sustentação, cuja tensão de tração a que se encontram sujeitos aumenta à medida que são carregados, sendo essa força transmitida aos encontros e apoios intermédios.

Assim que as juntas adquirem alguma rigidez, tal como descrito no subcapítulo 2.2.1, o pré-esforço é aplicado. A introdução do pré-esforço é feita por ancoragem localizada nos encontros, sendo portanto a tecnologia utilizada a de pós-tensão. Como consequência da aplicação do pré-esforço surgem forças que solicitam a zona dos encontros e apoios intermédios e que são correspondentes, para além do peso próprio dos elementos que até então constituem a estrutura, à força de pré-esforço aplicada.

Uma vez que a aplicação do pré-esforço é realizada através de cabos adicionais aos de sustentação ancorados no tardo dos blocos de fundação, ao tensionar os cabos surgem forças radiais nas juntas e, como resultado, a ponte desloca-se diminuindo a flecha (ver Figura 3.6b)). Nesta fase, apesar de o betão ficar sujeito a esforços de compressão introduzidos pelo pré-esforço, a "secção total", composta pelos cabos de sustentação, cabos de pré-esforço e pelos elementos em betão (pré-fabricado e moldado *in situ*) sofre um aumento global da força de tração instalada, inversamente proporcional à redução da flecha observada [9].

Devido à aplicação do pré-esforço e à materialização da rigidez introduzida pela betonagem das juntas, o sistema torna-se numa estrutura contínua. Desta forma, o esforço a que a estrutura se encontra sujeita é distribuído proporcionalmente ao módulo de elasticidade e área dos elementos pré-fabricados, da laje moldada *in situ*, dos cabos de sustentação, e ainda, dos cabos de pré-esforço.

Na fase de serviço, estando a estrutura a funcionar como uma peça contínua, a rigidez à flexão do betão é mobilizada. Por consequência, o sistema ficará sujeito, não só a esforços axiais, mas também a momentos fletores [9].

Com o tempo, por ação dos efeitos diferidos que ocorrem no betão, as forças internas em cada membro da secção composta são redistribuídas. Devido ao encurtamento do betão, provocado por fenómenos de

retração e fluência, a banda pré-esforçada desloca-se para cima, e a sua flecha diminui (Figura 3.6d)). Consequentemente, a estrutura fica sujeita a um esforço de tração adicional.

A longo prazo, a combinação dos efeitos diferidos resulta em perda de parte da compressão inicial existente no betão, logo, um dos aspetos críticos a ter em conta no dimensionamento de pontes do tipo *stress ribbon* é o efeito da aplicação das cargas variáveis no estado de compressão do betão no decurso do período de vida útil da estrutura [17].

Na análise do comportamento estático do sistema estrutural em estudo deve-se ter em atenção uma outra variável: a temperatura (Figura 3.6c)). O aumento da temperatura combinado com a ação das cargas variáveis pode provocar um incremento de força na estrutura que implique a redução da compressão do betão, produzindo um efeito desfavorável no sistema [17].

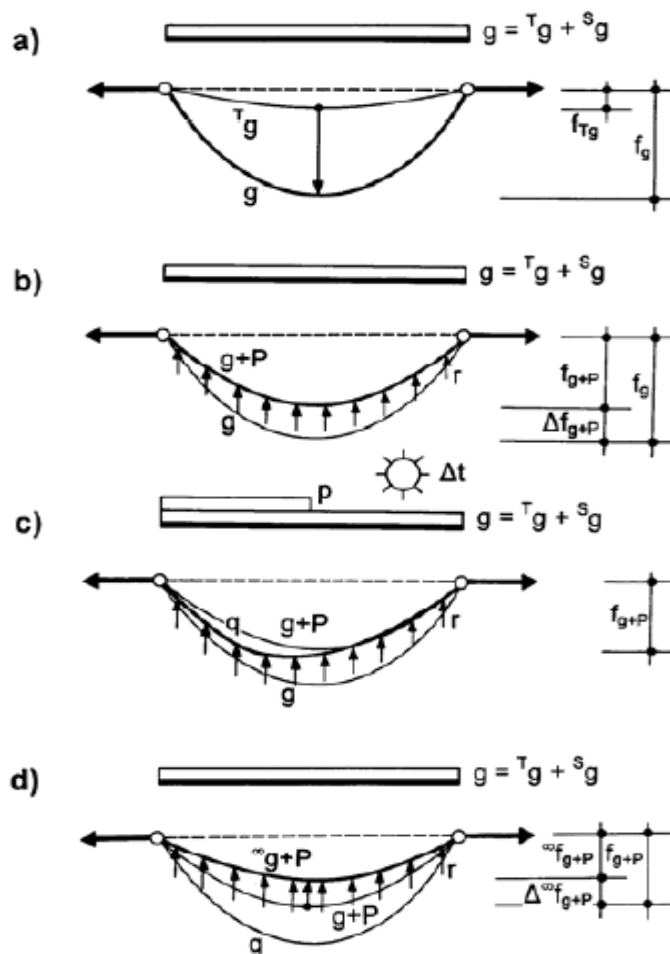


Figura 3.6 - Carregamento e deformação em pontes *stress ribbon* construídas por elementos pré-fabricados:

- a) Betonagem da laje e das juntas; b) Aplicação do pré-esforço; c) Fase de serviço; d) Efeito da fluência e retração do betão (Adaptado de [9])

Um outro efeito que deve ser tido em conta no dimensionamento do sistema de pré-esforço por pós-tensão da estrutura são as perdas decorrentes da sua aplicação. A força de pré-esforço introduzida na estrutura não é constante ao longo da respetiva armadura, varia sob o efeito das perdas instantâneas:

- Perdas por atrito ao longo dos cabos;
- Perdas por escorregamento dos dispositivos de amarração;

- Perdas por deformação instantânea do betão.

E ainda, varia devido às perdas diferidas:

- Perdas devido à fluência do betão;
- Perdas devido à retração do betão;
- Perdas por relaxação das armaduras de pré-esforço.

Ao longo de todo o processo construtivo e vida útil da estrutura ocorre a alteração da sua configuração, com a variação da flecha e, conseqüentemente, do estado de tensão devido à não linearidade geométrica existente neste tipo de sistemas construtivos. Como tal, esta é uma característica estrutural que deve ser tida em consideração no cálculo.

Verifica-se também a existência de betões com idades diferentes na secção transversal. Por um lado, a secção transversal é constituída por elementos pré-fabricados de betão que são moldados, tal como o nome indica, antes da colocação em obra, e, por outro lado, o betão da laje que é moldado *in situ*. Assim, no dimensionamento deste tipo de pontes é necessário ter em atenção as características viscoelásticas dos betões de idades diferentes que constituem a estrutura.

Do exposto, conclui-se que das variáveis que é necessário ter em consideração para o cálculo e dimensionamento do sistema estrutural em estudo, bem como para a avaliação do comportamento estático, destacam-se:

- faseamento construtivo;
- não linearidade geométrica;
- efeitos diferidos no betão e aço de pré-esforço.

Conclui-se também que para a análise do comportamento estático de pontes banda tensionada, se torna fundamental distinguir entre o comportamento da estrutura durante a fase de montagem e a fase de exploração. Durante a montagem, a estrutura comporta-se como um cabo perfeitamente elástico, assim como referido anteriormente, e, durante a fase de serviço da estrutura, como uma "banda pré-esforçada" sujeita não só a esforços axiais, mas também a momentos fletores.

3.3.1. EVOLUÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL AO LONGO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

Ao longo de todo o faseamento construtivo ocorre a alteração da secção transversal do sistema, o que provoca a sucessiva modificação do estado de tensão e deformada da estrutura, conforme discutido previamente.

Desta forma, é importante conhecer em pormenor a evolução das secções transversais no decurso de todo o processo construtivo, para que em capítulos seguintes se possa proceder ao estudo dos esforços em cada material que constitui a estrutura e demais análises. Assim, na Figura 3.7 são apresentadas, simplificada e esquematicamente, as diferentes fases da secção transversal.

Após a execução das fundações, blocos de ancoragem, pilares intermédios e montagem das aduelas nos encontros ocorre a colocação dos cabos de sustentação. Deste modo, surge a primeira secção transversal da estrutura, formada apenas pelos cabos de sustentação, tal como se encontra esquematicamente representada na Figura 3.7a).

Numa segunda fase são colocados os elementos pré-fabricados de betão, ficando a estrutura formada pelos mesmos e pelos cabos de sustentação (ver Figura 3.7b)). Nesta fase, os elementos pré-fabricados de betão não apresentam qualquer função estrutural, sendo que apenas a área dos cabos de sustentação é introduzida no cálculo da resistência da secção.

A terceira fase implica a colocação dos cabos de pré-esforço e betonagem da laje do tabuleiro e das juntas, conforme a secção transversal apresentada na Figura 3.7c), nesta fase o peso próprio continua a ser resistido apenas pelos cabos de sustentação.

Assim que o betão das juntas adquire alguma rigidez, o pré-esforço é aplicado (Figura 3.7d)). A partir desta fase, a estrutura funciona como uma estrutura contínua. Posteriormente, procede-se à injeção das bainhas dos cabos de pré-esforço com calda de cimento e, a partir desse instante, os cabos de pré-esforço tornam-se parte da secção contribuindo para a sua resistência para posteriores acréscimos de esforços.

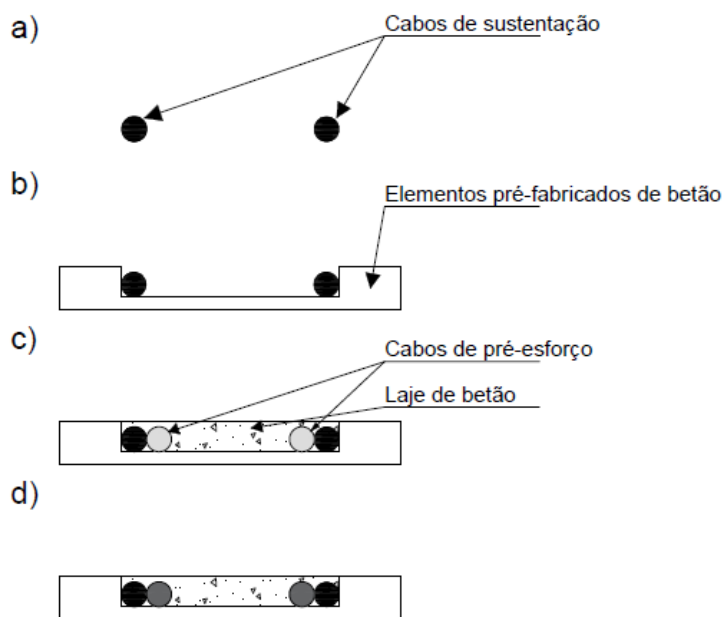


Figura 3.7 - Representação esquemática da evolução da secção transversal em estruturas formadas por elementos pré-fabricados

Conforme descrito no Capítulo 2, existem diversas secções transversais que podem ser adotadas na conceção de pontes do tipo banda tensionada, sendo o esquema anterior apenas um exemplo que representa o carácter marcadamente evolutivo das secções transversais destes sistemas estruturais.

3.3.2. EFEITOS DIFERIDOS

3.3.2.1. Retração do betão

A retração pode ser definida como a diminuição do volume do material durante o endurecimento, independente no nível de tensão. Segundo o Eurocódigo 2 [18] a retração do betão depende de vários fatores como a humidade ambiente, as dimensões do elemento e a composição do betão.

O Eurocódigo 2 define a extensão total de retração como a soma de duas componentes, a extensão de retração por secagem, ε_{cd} , e a extensão de retração autogénea, ε_{ca} . A extensão de retração por secagem produz-se por migração da água para as faces expostas à secagem devido a um gradiente térmico entre o betão e meio ambiente, evoluindo lentamente. Já a retração autogénea desenvolve-se durante o endurecimento do betão, que se inicia logo após a betonagem, surgindo fundamentalmente nos primeiros dias após a betonagem. Desta forma, a extensão total de retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.36.)$$

As expressões de cálculo das extensões de retração por secagem e autogénea encontram-se na secção 3.1.4 (6) do Eurocódigo 2 [18].

3.3.2.2. Fluência do betão

A fluência corresponde ao aumento progressivo da deformação ao longo do tempo quando é imposta uma tensão constante. A fluência é uma ação de longa duração que depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento, da composição do betão, da idade do betão no primeiro carregamento, bem como da duração e da intensidade de carga.

De acordo com o Eurocódigo 2 [18] a deformação do betão por fluência, $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, num instante t para uma tensão de compressão constante σ_c aplicada na idade do betão t_0 pode ser obtida pela expressão (3.37.).

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.37.)$$

Onde $\varphi(t, t_0)$ representa o coeficiente de fluência que pode ser calculado pelas fórmulas disponíveis no Anexo B do Eurocódigo 2, ou de forma gráfica mais expedita, para $t = \infty$, nos casos em que não é necessário conhecer com rigor o seu valor.

3.3.2.3. Relaxação no aço de pré-esforço

A relaxação no aço de pré-esforço pode ser definida pela diminuição da tensão ao longo do tempo quando é imposto um estado de deformação constante. Depende do nível de tensão instalada no aço, da temperatura do meio ambiente e do tipo de aço.

No Eurocódigo 2 [18] são definidas diferentes classes de relaxação em função do tipo de aço, sendo as perdas por relaxação no aço de pré-esforço, $\Delta\sigma_{pr}$, calculadas através das expressões presentes na secção 3.3.2 (7). No anexo D da mesma norma são ainda apresentadas as fórmulas de cálculo no caso de as perdas serem calculadas para diferentes intervalos de tempo, para os quais a tensão nas armaduras de pré-esforço não é constante.

3.3.3. PERDAS INSTANTÂNEAS DEVIDO À APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO POR PÓS-TENSÃO

Da aplicação do pré-esforço por pós-tensão na estrutura ocorrem perdas instantâneas que é necessário ter em atenção. As perdas instantâneas, ΔP_i , são definidas no Eurocódigo 2 [18] como a soma das perdas devidas à deformação elástica do betão, ΔP_{el} , à relaxação do aço a curto prazo, ΔP_r , ao atrito ao longo da armadura, $\Delta P_\mu(x)$, e das perdas devidas ao deslocamento da armadura nos dispositivos de ancoragem, ΔP_{sl} .

$$\Delta P_i = \Delta P_{el} + \Delta P_r + \Delta P_\mu(x) + \Delta P_{sl} \quad (3.38.)$$

Na secção 5.10.5 do Eurocódigo 2 são apresentadas as expressões de determinação de cada uma das perdas que integram as perdas instantâneas de pré-esforço antes apresentadas. Estas perdas são, normalmente, entre 5 a 15% da força de tensionamento aplicada ao aço de pré-esforço pelo que é de extrema importância a sua consideração no dimensionamento.

4

SOFTWARE EVOLUTION

4.1. INTRODUÇÃO

Os modelos para a análise de pontes do tipo banda tensionada sujeitas a cargas ou ações de curta ou longa duração, devem descrever com precisão o seu comportamento em condições de serviço e estado limite último. Para isso, têm de modelar adequadamente, pelo menos, os seguintes aspetos [19]:

- Geometria do sistema de suporte e correspondente rigidez;
- Não linearidade material;
- Não linearidade geométrica;
- Alteração da secção transversal e do sistema de suporte durante o processo construtivo;
- Efeito do pré-esforço;
- Efeitos reológicos do betão e aço de pré-esforço.

A complexidade de análise conjunta do comportamento instantâneo e diferido dos materiais utilizados e do processo construtivo, bem como a não linearidade geométrica característica deste sistema, torna difícil a previsão rigorosa do comportamento estrutural, o que introduz a necessidade de utilização de um modelo de análise estrutural no desenvolvimento deste trabalho.

Os fenómenos diferidos do betão, designadamente a fluência e retração, ou a relaxação do aço de pré-esforço afetam a resposta do sistema estrutural. Estes aspetos só podem ser adequadamente estimados mediante o desenvolvimento de modelos numéricos que incluam a análise incremental no domínio do tempo, e eventualmente a análise não linear material [1].

A simulação do faseamento construtivo implica uma contínua atualização da geometria do próprio sistema estrutural, induzindo significativas alterações das distribuições de esforços, cuja simulação e previsão requer a utilização de ferramentas numéricas apropriadas.

O modelo de análise estrutural incluído na plataforma Evolution, desenvolvido no âmbito da tese de doutoramento do Professor Doutor Miguel Ferraz [1], permite a modelação do processo construtivo e a consideração dos fenómenos diferidos e não lineares do comportamento dos materiais. Possibilita ainda a obtenção da evolução dos estados de tensão e deformação da estrutura durante a construção bem como após a entrada em serviço. No programa são igualmente previstas algumas funcionalidades na área da dinâmica estrutural, que não serão aprofundadas por não constarem do âmbito desta dissertação.

4.2. DESCRIÇÃO DO SOFTWARE

O modelo de análise estrutural utilizado é baseado no Método dos Elementos Finitos e direcionado para a interpretação do comportamento de obras de arte tanto na fase construtiva como após a entrada em serviço. O modelo de análise estrutural incluído no *software* considera:

- A componente instantânea e diferida dos materiais;
- O efeito das deformações impostas pela retração do betão e pela variação da temperatura;
- A não linearidade geométrica associada a elementos esbeltos;
- Diferentes possibilidades de ligações ao exterior;
- Entre outros aspetos.

Na resolução dos problemas relativos à análise estrutural são diversos os fatores que os tornam num problema não linear e podem ser agrupados em três categorias:

- Alteração de estado, seja por evolução do esquema estrutural ou por evolução do carregamento;
- Não linearidade geométrica característica de elementos esbeltos;
- Não linearidade material, considerada em modelos constitutivos.

Para a análise da não linearidade geométrica é considerada a teoria dos grandes deslocamentos, ou seja, admite-se que as deformações (deslocamentos e rotações) são suficientemente grandes para causar alterações consideráveis na geometria da estrutura, no entanto considera-se que a nível local as deformações (extensões e curvaturas) são pequenas. Deste modo, as equações de equilíbrio são expressas para a configuração deformada.

O modelo de cálculo recorre a um procedimento incremental e iterativo em que a configuração no início de cada incremento coincide com a solução obtida no final do incremento anterior, e desta forma, permite a correção da geometria ao longo do processo de análise, a alteração de estado das componentes do problema, a alteração gradual das solicitações, bem como a introdução da variável tempo na análise do problema.

No programa de cálculo é utilizado o Método de Newton-Raphson Modificado para a resolução do problema não linear através de um método iterativo, onde a opção de suspender o cálculo ou executar uma nova iteração é efetuado de acordo com critérios de convergência, definidos em termos de tolerância admissíveis.

Na descrição do movimento para a análise estática, tendo em conta que se tratam de problemas geometricamente não lineares, como referido anteriormente, é utilizada a formulação Lagrangeana Total onde todas as variáveis do problema são referidas à configuração inicial indeformada.

O processo incremental, atrás mencionado, permite a modelação da variável tempo, pois a cada incremento pode ser associado uma variável que define o instante em que esse incremento se realiza, sendo este artifício essencial para a modelação dos efeitos diferidos.

Para modelação do betão o programa recorre a uma formulação tridimensional em elementos finitos de viga, baseada na formulação de Timoshenko com análise não linear geométrica e discretização da secção transversal por fibras. Na formulação do elemento de viga de Timoshenko, as secções planas inicialmente perpendiculares ao eixo da peça permanecem planas após a deformação do elemento estrutural, mas não necessariamente perpendiculares a esse eixo. Supõe-se que uma secção normal ao eixo da viga não mantém essa característica após a deformação, e desta forma é possível considerar a deformação devida ao corte.

As armaduras longitudinais, cabos de pré-esforço embebido e tirantes exteriores são simulados através das classes, *REINFORCEMENT*, *EMBEDDED CABLE* e *STAY CABLE*, respetivamente. A modelação

de qualquer uma destas classes em elementos de fibras considera a extensão axial, mas despreza as distorções por corte. Na formulação de elementos de fibras da classe *REINFORCEMENT*, a diretriz da armadura longitudinal tem de ser equidistante à diretriz do elemento finito em que se encontra inserida. O mesmo não é necessário na modelação dos cabos de pré-esforço aderentes através da classe *EMBEDDED CABLE*, em que a formulação do elemento finito é independente da do elemento finito de suporte, o que permite a modelação dos cabos de pré-esforço aderentes com um traçado livre ao longo do elemento de suporte. A diferença entre os elementos finitos do tipo *STAYCABLE* e os anteriormente apresentados, é que estes não necessitam de estar embebidos em nenhum elemento finito de suporte, permitindo assim a modelação de tirantes de retenção e cabos de pré-esforço exterior.

A plataforma de análise estrutural contempla ainda a possibilidade de simular as ações de pré-tensão e de pós-tensão na aplicação do pré-esforço, funcionalidade essa pouco usual nos modelos computacionais de análise estrutural. Na aplicação de pré-tensão, ou seja, a aplicação de tensão inicial, da transferência de forças das armaduras previamente pré-esforçadas para o betão resultam perdas de pré-esforço por deformação elástica, resultando com que o valor final de pré-esforço instalado não coincida com o inicial aplicado. Esta ação é representada pela classe *APPLIEDSTRESS*. A classe *IMPOSEDSTRESS* permite simular a aplicação de pré-esforço por pós-tensão, isto é, a imposição de tensão final em que o pré-esforço das armaduras é simultâneo à deformação da estrutura, pelo que o valor final de pré-esforço instalado coincide com o inicial aplicado, requerendo portanto processos iterativos de forma a corrigir as tensões introduzidas pela deformabilidade da estrutura.

4.3. EXEMPLO DE DEMONSTRAÇÃO DA APLICABILIDADE DO SOFTWARE

As pontes em banda tensionada são estruturas que consistem numa associação de elementos, cujo comportamento pode revelar-se especialmente dependente dos efeitos diferidos do betão e aço de pré-esforço. Atenta-se ainda no facto da estrutura ser constituída por cabos em forma de catenária, e, por esse motivo, como referido em capítulos anteriores, a não linearidade geométrica deve ser um aspeto que deve estar bem patente na modelação.

Assim, apresenta-se nesta subsecção o teste à capacidade de cálculo do programa como ferramenta de auxílio à previsão do comportamento estrutural de pontes do tipo banda tensionada. Numa primeira fase, procede-se à comparação dos resultados obtidos para um exemplo simplificado de um elemento de cabo, entre a abordagem de cálculo numérico apresentada por Strasky, na subsecção 3.2.1, "Cabo isolado suspenso", e a plataforma Evolution.

Recorre-se ainda ao *software* de análise estrutural de carácter comercial da Autodesk, Robot Structural Analysis Professional 2018 [20], uma vez mais para comparação de resultados com vista à demonstração do funcionamento em pleno da não linearidade geométrica do modelo numérico do Evolution, entre outros aspetos fundamentais na modelação.

4.3.1. SOFTWARE EVOLUTION VERSUS ABORDAGEM TEÓRICA VERSUS ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

A geometria do sistema estrutural em estudo apesar de se destacar pela simplicidade, apresenta especificidades que obrigam a determinados cuidados na sua modelação. A análise não linear geométrica deve ser contemplada no programa de cálculo automático devido às alterações da rigidez da estrutura com os deslocamentos.

A generalidade dos programas de cálculo adota por defeito a hipótese de linearidade geométrica e material, sendo por isso fundamental garantir que a análise geometricamente não linear é efetuada. Por

esse motivo, a opção do uso de um outro programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis Professional 2018, deve-se à necessidade de validar o modelo de cálculo contemplado no *software* Evolution. A validação é conseguida pela comparação dos resultados dos dois programas para um determinado carregamento.

Posto isto, para a análise considera-se um cabo livremente suspenso de desenvolvimento longitudinal igual a 30 m, apoiado em duas rótulas, cuja deformação dos apoios e alongamento do cabo nos blocos de ancoragem são desprezados, com área $A = 0.01 \text{ m}^2$ e com módulo de elasticidade constante e igual a $E = 200 \text{ GPa}$. As condições iniciais de carregamento são conhecidas e apresentam os seguintes valores: $q(x)_0 = 1 \text{ kN/m}$ e $H_0 = 1000 \text{ kN}$ (onde se desprezou o peso próprio do cabo), conforme esquematizado na Figura 4.1. A estrutura foi solicitada por diversas cargas distribuídas entre 1 kN/m e 10 kN/m , em incrementos $q(x)$ de valor igual a 1 kN/m . Refere-se que se supõe, por simplificação, uma carga uniformemente distribuída por unidade de comprimento horizontal uma vez que a flecha apresenta um valor reduzido em relação ao vão.

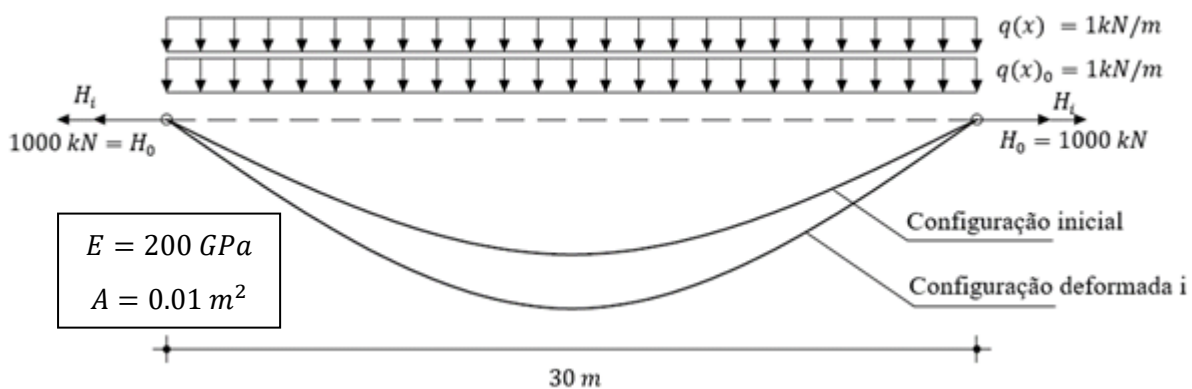


Figura 4.1 - Condições de carregamento do cabo

4.3.1.1. Abordagem teórica

Na subsecção 3.2.1 do presente trabalho, “Cabo isolado suspenso”, é apresentado o procedimento de cálculo para determinação da solução teórica da força horizontal desconhecida, H_i , que surge para um novo carregamento, $q(x)_i$, com condições iniciais conhecidas. Assim, fazendo uso das expressões (3.6.), (3.8.), (3.14.), (3.15.) e (3.20.) presentes na subsecção referida, e considerando as condições de carregamento definidas na Figura 4.1 obtém-se os resultados apresentados no Quadro 4.1 para os dois primeiros incrementos de carga segundo os quais a estrutura se encontra solicitada pelas cargas $q(x)_i = 2 \text{ kN/m}$ e $q(x)_i = 3 \text{ kN/m}$. O procedimento de cálculo para os sete incrementos de carga restantes, até a estrutura se encontrar solicitada por uma carga distribuída total de 10 kN/m , é obtida da mesma forma, estando os resultados alcançados no Gráfico 4.1.

Recorrendo à expressão (3.3.) é ainda possível determinar a flecha do cabo em cada incremento, quando a força horizontal total de cada incremento se torna conhecida. O Gráfico 4.2 apresenta evolução da flecha para a solução teórica.

Quadro 4.1 - Determinação da força horizontal, H_i , teórica para um novo carregamento

Condições iniciais		
$q(x)_0$ [kN/m]	1	
H_0 [kN]	1000	
D_0 [N ² · m]	2250	
s_0 [m]	30.001	
Δs_0 [m]	0.015	
L_n [m]	29.986	
Novo Carregamento		
$q(x)_i$ [kN/m]	2	3
D_i [N ² · m]	9000	20250
L_{ni} [m]	29.986	29.986
a	$1.500 \cdot 10^{-5}$	$1.500 \cdot 10^{-5}$
b	$-1.388 \cdot 10^{-2}$	$-1.388 \cdot 10^{-2}$
c	$4.500 \cdot 10^{-3}$	$1.012 \cdot 10^{-2}$
d	-4500	-10125
$H_i^{Teórico}$ [kN]	1151.2	1314.9

4.3.1.2. Software Robot Structural Analysis

A não linearidade geométrica incorporada no programa de cálculo Robot é efetuada por defeito quando a estrutura em análise inclui elementos não lineares, como são exemplo os cabos e apoios unilaterais, sendo os cálculos realizados de forma incremental. A teoria dos cabos incluída no *software* Robot, baseia-se nos seguintes pressupostos:

- Admitem-se grandes deslocamentos sujeitos a pequenas deformações a nível local;
- A variação da área da seção do cabo é desprezável;
- O carregamento não varia no tempo;
- O momento fletor e esforços transversos são negligenciáveis;
- Os cabos funcionam no domínio elástico (módulo de *Young* constante).

O método incremental de análise não linear consiste na divisão em n incrementos iguais de cada uma das cargas, sendo cada incremento aplicado assim que o equilíbrio do incremento anterior é alcançado, tornando-se desta forma um processo iterativo. A opção de interromper o cálculo ou executar uma nova iteração realiza-se de acordo com critérios de convergência definidos. No *software* é possível definir os vários parâmetros de resolução do método incremental entre os quais o número de incrementos de carga, o número máximo de iterações para cada incremento, entre outros.

O programa permite ainda selecionar o algoritmo de resolução das equações do problema não linear, estando disponíveis os seguintes métodos: Método da Tensão Inicial, Método Newton-Raphson Total e, por último, Método Newton-Raphson Modificado (usado na plataforma Evolution). A diferença entre

cada um dos métodos, anteriormente enumerados, encontra-se na matriz de rigidez usada em cada iteração. Porém, não faz parte do âmbito deste trabalho a definição de cada um destes métodos, ficando apenas patente a existência dos mesmos.

Na modelação de cabos com recurso ao *software* Robot o primeiro caso de carga refere-se ao caso de ajuste, ou seja, qualquer caso de carga posterior calculado terá como "condições iniciais" o primeiro caso de carga definido. O caso de ajuste ou também denominado caso de montagem, é muitas vezes associado ao peso próprio da estrutura e tem como objetivo aplicar a força de tração aplicada ao cabo durante a montagem a todos os casos de carga.

Deste modo, na Figura 4.2 pode observar-se o modelo numérico utilizado no programa de cálculo onde foi modelado um elemento de cabo com as condições iniciais definidas na Figura 4.1, através da imposição de uma tensão inicial ao cabo igual a 100 MPa que corresponde a uma força horizontal inicial de solicitação dos apoios, H_0 , igual a 1000 kN , e uma carga distribuída de valor 1 kN/m , atribuídas ao caso de ajuste anteriormente referido. Nos parâmetros do método incremental a considerar no cálculo da estrutura, foram considerados um incremento de carga para cada caso de carga de forma a simular o procedimento que é realizado no programa Evolution na seguinte subsecção 4.3.1.3.

Já na definição dos casos de carga apenas se definiram dois, o caso de ajuste (conforme a Figura 4.2) e um outro caso referente à aplicação de cada incremento no valor de 1 kN/m . Posteriormente, definiram-se as combinações de ações, em que a primeira combinação é formada pelo caso de ajuste (Caso 0) e pelo caso de carga referente à aplicação da carga distribuída unitária. A segunda combinação de ações, em que é aplicada no total uma carga distribuída igual a 3 kN/m , é obtida através da combinação de ações referida na linha anterior e o caso de carga em que é aplicada a carga distribuída unitária. A terceira combinação de ações referente à aplicação de uma carga distribuída total no valor de 4 kN/m é obtida de forma análoga, ou seja, conjugando a segunda combinação de ações com o caso de carga unitário. Foram introduzidas mais seis combinações de ações, até a estrutura ser solicitada por uma carga distribuída igual a 10 kN/m .

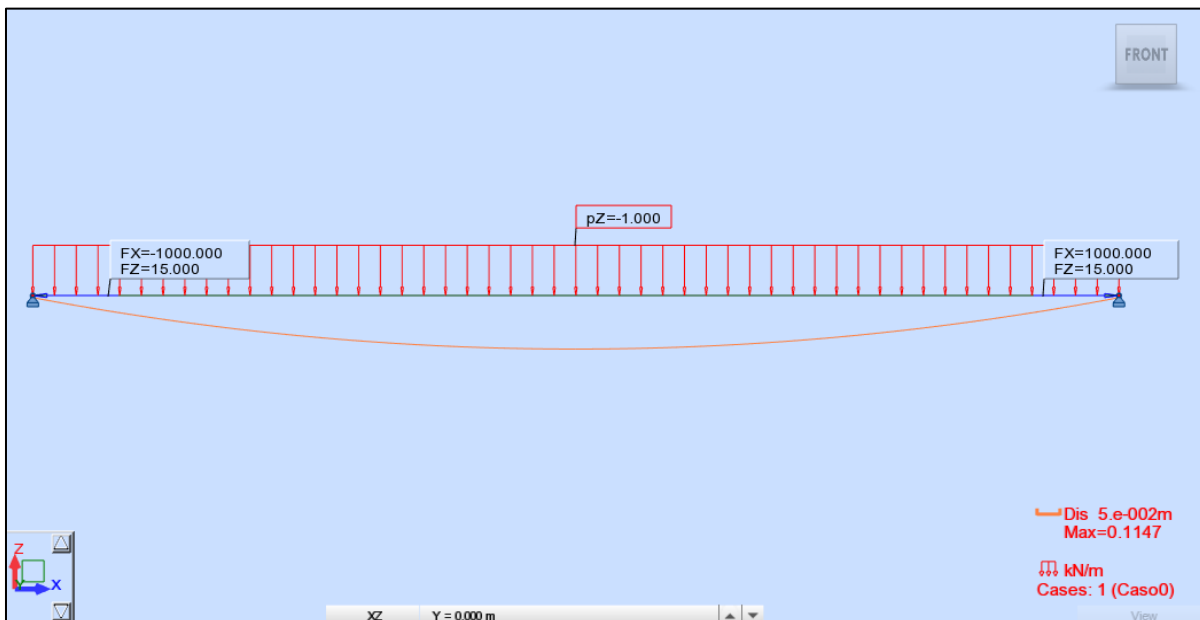


Figura 4.2 - Modelo introduzido no caso de ajuste no programa Robot

4.3.1.3. Software Evolution

O modelo numérico introduzido na plataforma Evolution encontra-se representado na Figura 4.3, no qual se utilizaram 30 elementos finitos de 2 nós da classe *STAYCABLE*, com 1 ponto de Gauss e um critério de convergência em forças com uma tolerância de 0.1%, onde, tal como no modelo numérico introduzido no Robot, impôs-se uma tensão de 100 MPa através da classe *IMPOSEDSTRESS*. Definiram-se ainda 10 incrementos de carga correspondentes à aplicação da carga distribuída unitária.

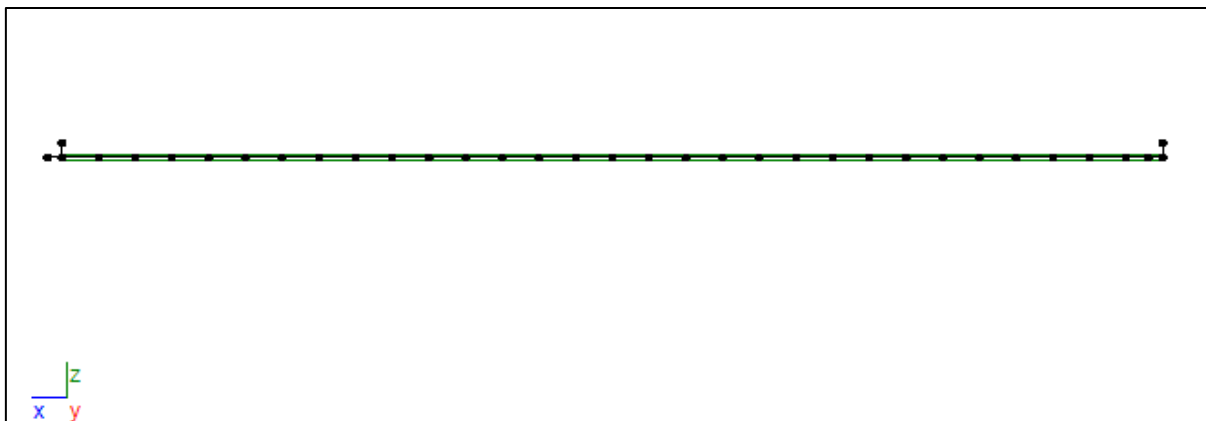


Figura 4.3 - Modelo introduzido na plataforma Evolution

4.3.1.4. Comparação de resultados

No Gráfico 4.1 pode observar-se a evolução da força horizontal de solicitação dos apoios, comparando a solução teórica obtida com recurso à abordagem de cálculo indicada em 4.3.1.1., com as soluções dos modelos introduzidos nos programas de cálculo automático, Evolution e Robot Structural Analysis, para os vários níveis de carga aplicada.

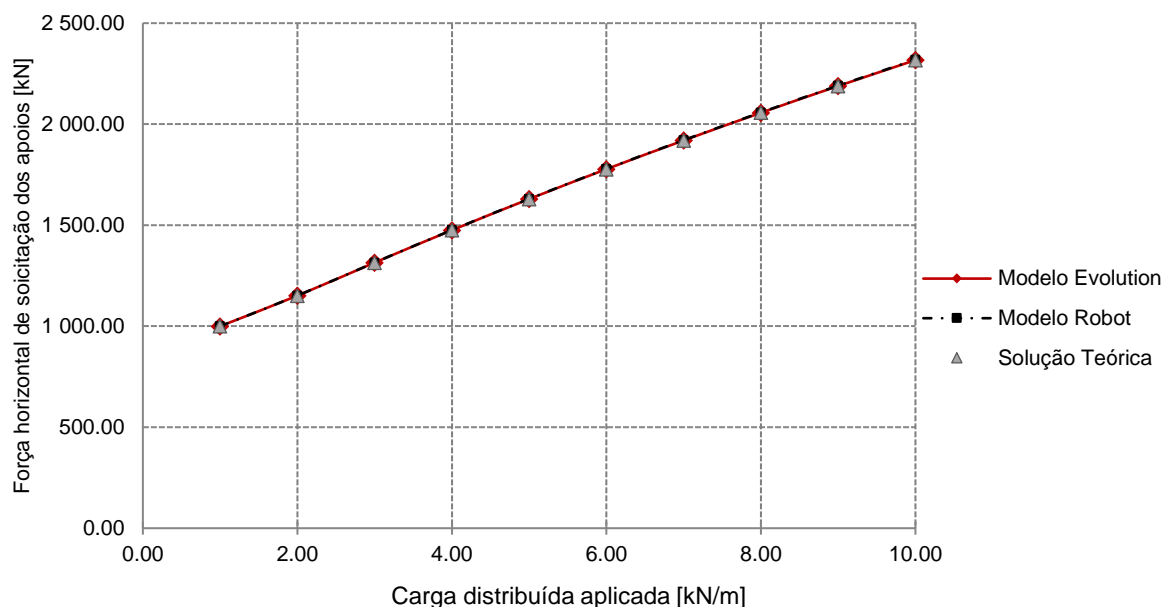


Gráfico 4.1 - Análise comparativa das reações horizontais dos apoios obtidas para cada um dos modelos em função da carga distribuída aplicada

A análise comparativa das flechas obtidas para cada um dos modelos considerados encontra-se no Gráfico 4.2 para os vários níveis de carga aplicada. Neste gráfico é visível a evolução decrescente da flecha para as diferentes cargas distribuídas atuantes.

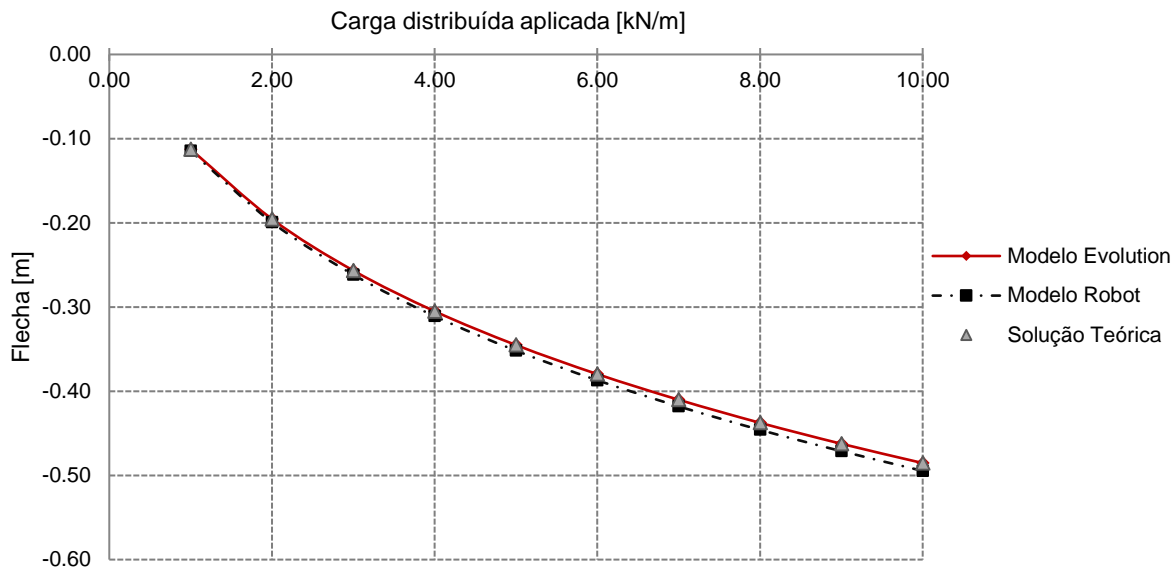


Gráfico 4.2 - Análise comparativa das flechas obtidas para cada um dos modelos em função da carga distribuída aplicada

Da observação do Gráfico 4.1 e Gráfico 4.2 pode-se constatar que as diferenças detetadas entre modelos e solução teórica são reduzidas. Da análise do Gráfico 4.2 repara-se ainda que o modelo do Evolution é o que melhor se adequa aos resultados teóricos. Apesar destas desigualdades, confirma-se o bom funcionamento da análise geometricamente não linear no programa Evolution.

4.4. ANÁLISE DE UM CABO USANDO O SOFTWARE EVOLUTION

Através da análise de um cabo horizontal sujeito a um carregamento e a uma tensão inicial aplicada, pretende-se resumir e analisar os aspetos mais importantes do comportamento do mesmo face a diferentes carregamentos e tensões. Para tal, considere-se para análise quatro modelos segundo os quais se variará a tensão inicial aplicada para o dobro e a carga aplicada à estrutura, ora se aplica uma carga concentrada a meio vão, ora uma carga distribuída.

Na plataforma Evolution foi modelado um cabo cujos suportes estão à mesma altura, de área $A = 1 \text{ cm}^2$, com módulo de elasticidade $E = 200 \text{ GPa}$, de desenvolvimento longitudinal igual a 10 m , tal como apresentado nas Figuras 4.4 e 4.5, onde foram alteradas as condições de carregamento em cada modelo. Utilizaram-se 10 elementos finitos de 2 nós da classe *STAYCABLE*, com 1 ponto de Gauss e um critério de convergência em deslocamentos com uma tolerância de 0.1%. Para a aplicação da tensão inicial recorreu-se à classe *IMPOSEDSTRESS* disponível no programa.

Na definição das cargas aplicadas à estrutura foram considerados cinco incrementos de carga de valor 0.1 kN/m para os modelos em que é aplicada uma carga distribuída. Já nos modelos numéricos em que é introduzida uma carga concentrada a meio vão inseriram-se cinco incrementos de carga de 1 kN . Note-se que desta forma, a cada incremento de carga aplicado à estrutura a reação vertical nos apoios

de qualquer um dos modelos é igual, permitindo a avaliação das características analisadas tendo por base a reação vertical em cada modelo. Desta forma, foram inseridos os quatro modelos seguintes na plataforma de cálculo automático Evolution:

- "CC75000": onde foi introduzida uma carga concentrada de 5 kN a meio vão e uma tensão inicial igual a 75 MPa ;
- "CD75000": segundo o qual se aplicou uma carga distribuída de 0.5 kN/m ao longo do seu desenvolvimento e uma tensão inicial igual a 75 MPa ;
- "CC150000": modelo em que a tensão inicial aplicada foi de 150 MPa e uma carga concentrada de 5 kN a meio vão;
- "CD150000": a tensão inicial apresenta o valor de 150 MPa e aplicou-se uma carga distribuída de 0.5 kN/m no seu desenvolvimento.

Neste subcapítulo não se pretende fazer uma análise exaustiva de um cabo, mas sim expor o suficiente para que se possa entender algumas das suas particularidades.

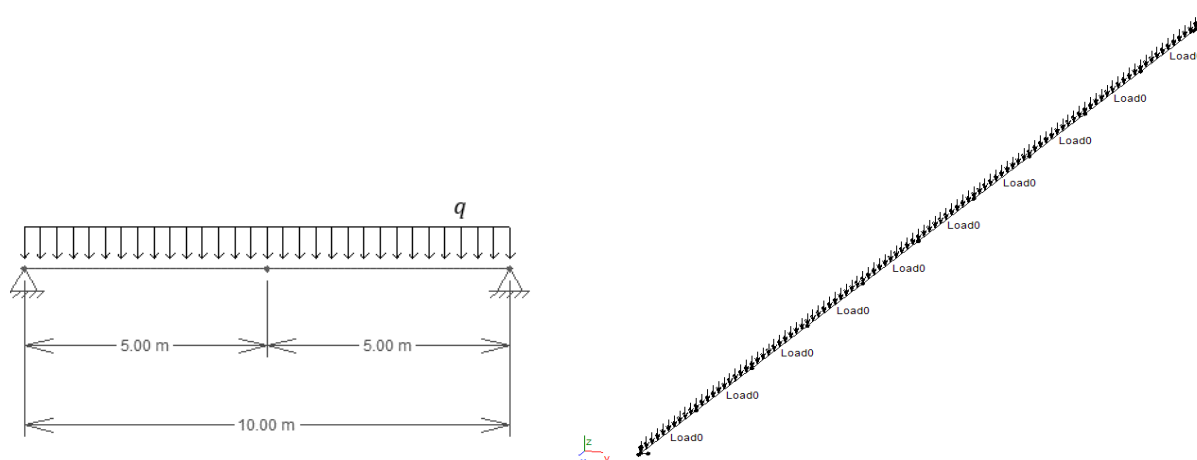


Figura 4.4 - Esquema estrutural do cabo horizontal com carga distribuída aplicada e modelo numérico inserido no programa Evolution

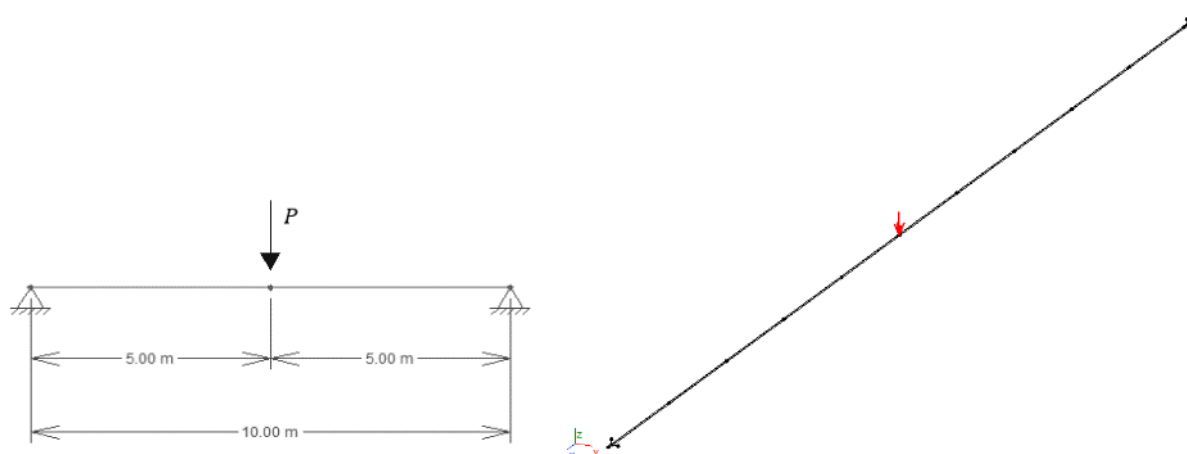


Figura 4.5 - Esquema estrutural do cabo horizontal com carga concentrada aplicada a meio vão e modelo numérico inserido no programa Evolution

No Gráfico 4.3 é apresentada a evolução do deslocamento a meio vão de cada modelo calculado. Numa primeira avaliação é clara a velocidade decrescente de aumento da flecha a cada adição de carga à estrutura, tornando-se esse aumento praticamente constante para os dois últimos incrementos de carga. Constata-se ainda, que em termos gerais, é mais penalizante para a flecha da estrutura a aplicação de cargas concentradas comparativamente à introdução da mesma carga, mas de forma distribuída, sendo a diferença entre deslocamentos verticais entre modelos que apresentam a mesma tensão inicial, cerca de 45%. O gráfico permite concluir também que quanto menor for a tensão inicial aplicada ao cabo, maior é o deslocamento vertical.

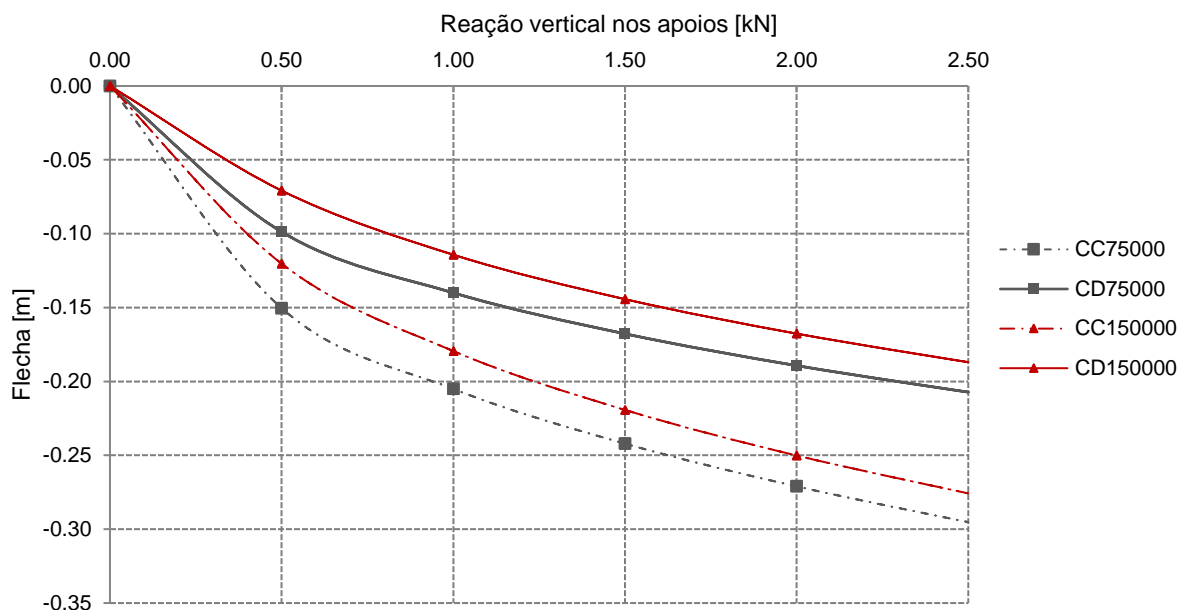


Gráfico 4.3 - Evolução do deslocamento a meio vão do cabo para cada um dos modelos

A evolução da reação horizontal dos apoios encontra-se exposta no Gráfico 4.4. Pela observação do gráfico depreende-se que a reação horizontal dos apoios no último incremento de carregamento da estrutura é superior nos modelos sujeitos a cargas concentradas a meio vão ("CC75000" e "CC150000").

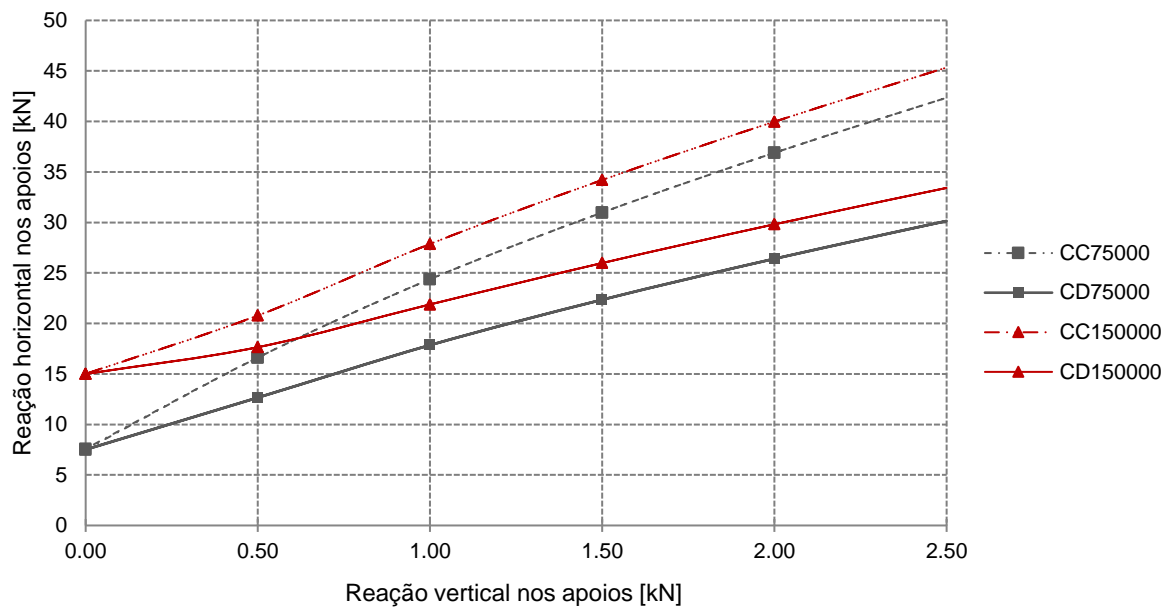


Gráfico 4.4 - Evolução da reação horizontal nos apoios para cada um dos modelos

O Gráfico 4.5 representa a evolução do esforço axial instalado no cabo a meio vão da estrutura. Pela comparação do mesmo com o Gráfico 4.4 conclui-se que, como seria de esperar, pelo equilíbrio, o esforço axial a meio vão coincide com a reação horizontal dos apoios, e como tal, o acréscimo de esforço axial, a meio vão, ao longo do carregamento acompanha o aumento da força horizontal de solicitação dos apoios.

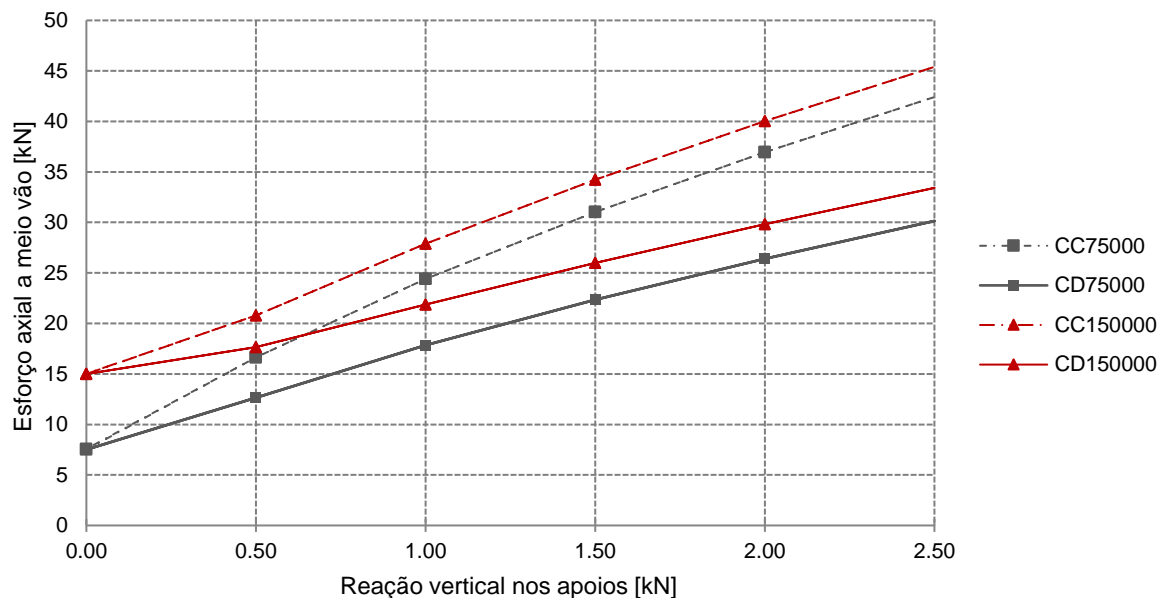


Gráfico 4.5 - Evolução do esforço axial a meio vão da estrutura para cada um dos modelos

O resultado dos modelos anteriormente apresentados permite tecer alguns comentários sobre o comportamento de um cabo perante as diferentes condições iniciais e de carregamento, entre os quais:

- O acréscimo de tensão e deslocamento vertical é maior no caso de ser aplicado uma carga concentrada ao cabo;
- A aplicação de cargas concentradas a um cabo é mais desfavorável comparativamente à aplicação de cargas distribuídas ao longo do seu desenvolvimento;
- A deformação da estrutura é maior nos primeiros incrementos de carga tornando-se o aumento do deslocamento vertical praticamente constante com o aumento da carga aplicada;
- Para a mesma carga aplicada, maior flecha implica menor força horizontal de solicitação dos apoios.

No terceiro ponto do parágrafo anterior refere-se que a deformação da estrutura é superior nos primeiros incrementos de carga. Tal facto ocorre devido ao aumento da rigidez da estrutura com o aumento da deformada que decorre do aumento do carregamento.

No Gráfico 4.6 são ainda apresentados os diagramas de esforços axiais ao longo da estrutura para o último caso de carga, em que é aplicado à estrutura uma carga distribuída igual a 0.5 kN/m e uma carga concentrada igual a 5 kN . Analisando o gráfico conclui-se que o esforço axial em qualquer um dos modelos considerados é praticamente constante, sendo a grandeza dos valores próximos da força inicial aplicada em cada modelo. Apesar da aparente constância de valores ao longo do desenvolvimento longitudinal da estrutura, o esforço axial apresenta uma pequena variação ainda que quase impercetível, tal como apresentado no Gráfico 4.7 para o modelo "CD75000". Atentando no Gráfico 4.7 torna-se claro que o esforço axial é menor a meio vão da estrutura, isto ocorre porque, por equilíbrio, a componente horizontal ao longo do desenvolvimento de um cabo sujeito apenas a cargas verticais uniformemente distribuídas ao longo da horizontal, é constante, e como o esforço axial desenvolvido ao longo do mesmo tem de acompanhar o seu traçado, geram-se esforços axiais maiores na zona dos apoios, que diminuem gradualmente até meio vão, onde o esforço axial é igual à reação horizontal nos apoios.

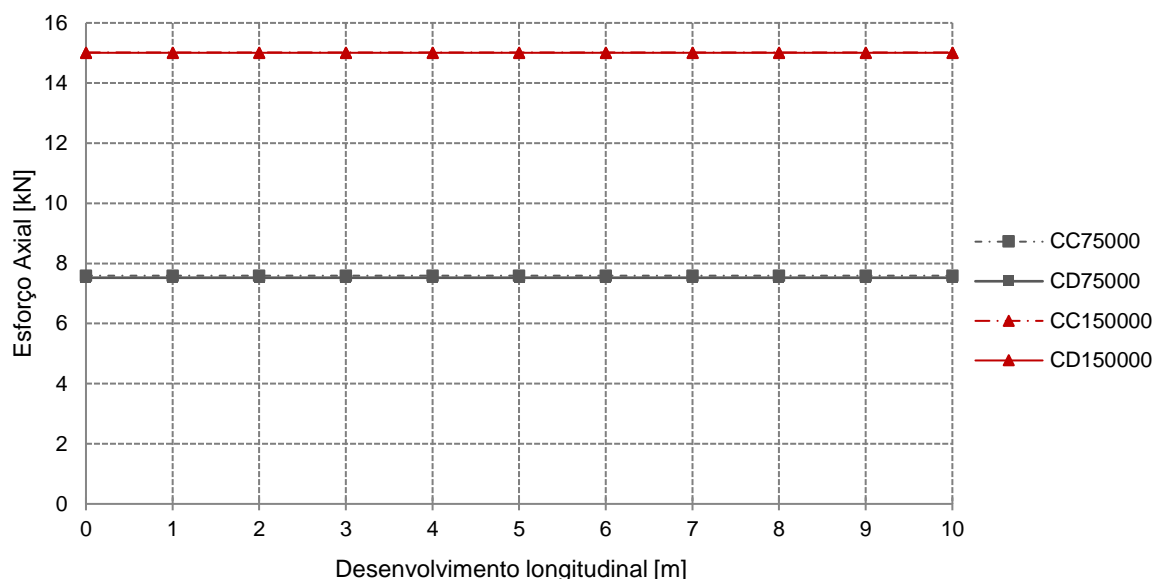


Gráfico 4.6 - Esforço axial desenvolvido ao longo de cada modelo considerado

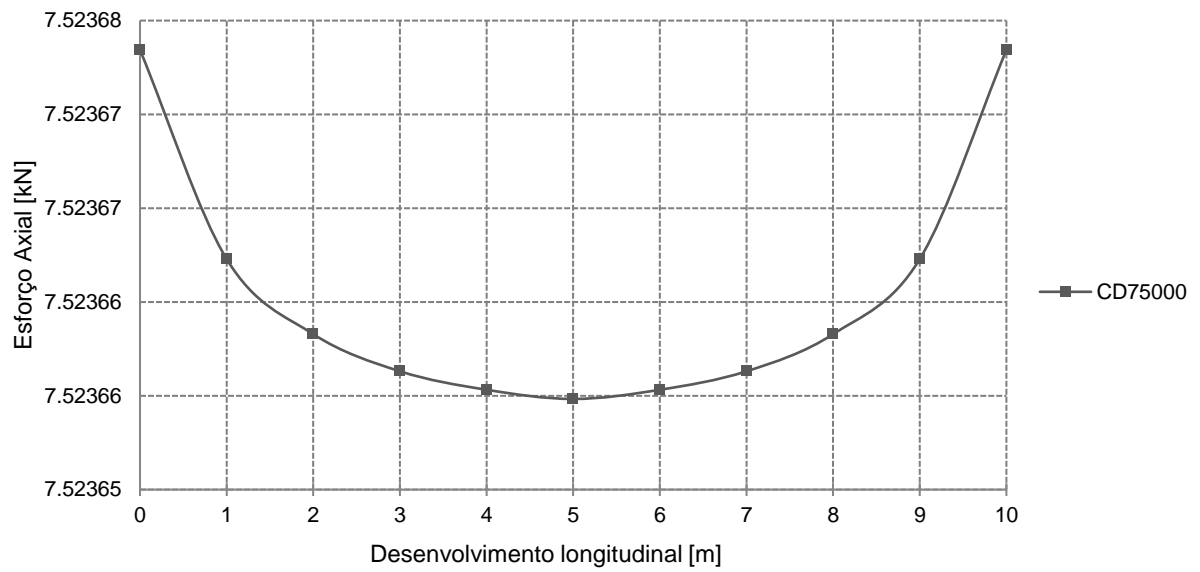


Gráfico 4.7 - Esforço axial desenvolvido ao longo do modelo "CD75000"

5

CASO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

A relevância da realização da modelação de uma estrutura real prende-se com a necessidade de ser demonstrado o comportamento estrutural ao longo do processo construtivo e fase de serviço da estrutura, exposto, de forma simplificada, em 3.3, "Descrição do comportamento estático".

Neste capítulo recorre-se ao *software* de análise estrutural, Evolution, descrito no Capítulo 4 para modelar uma estrutura cujo sistema estrutural é do tipo *stress ribbon*. Pretende-se analisar a resposta do sistema em estudo face aos efeitos diferidos, efetuando uma análise de sensibilidade aos mesmos, bem como compreender a redistribuição de esforços para que no Capítulo 6 se possa proceder ao estudo prévio de uma ponte deste tipo. De forma a validar o *software* e o modelo numérico pretende-se comparar os resultados obtidos com os teóricos apresentados na bibliografia da obra de arte em análise.

A estrutura que será objeto de estudo neste capítulo é a ponte de *Redding* (Figura 5.1), localizada na Califórnia. Esta é uma ponte pedonal formada por um vão de 127.41 m do tipo banda tensionada que apresenta um tabuleiro composto por elementos pré-fabricados de betão e uma laje betonada *in situ*. É constituída ainda por quatro cabos de sustentação de 28 cordões de 13 mm de diâmetro cada, sendo pré-esforçada por quatro cabos adicionais aos de sustentação de 31 cordões de diâmetro igual a 13 mm cada, conforme apresentado na Figura 5.2. A bibliografia disponível acerca desta obra de arte não é muito completa e apenas apresenta informação pontual, como tal foi necessário admitir certos pressupostos na modelação que serão apresentados ao longo deste capítulo.

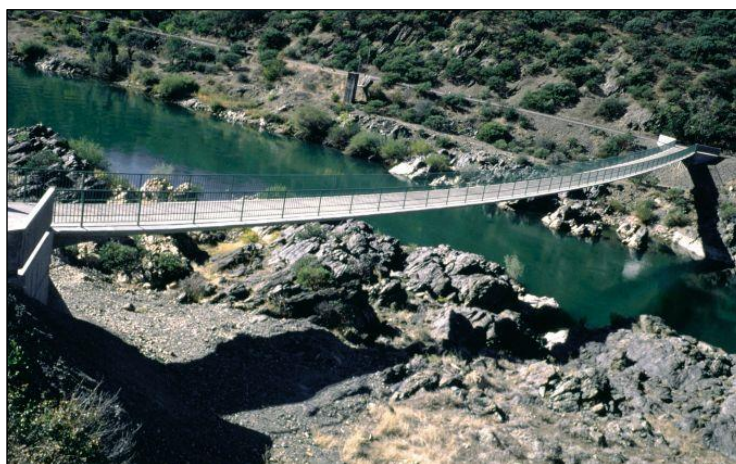


Figura 5.1 – Ponte de *Redding*, Califórnia [10]

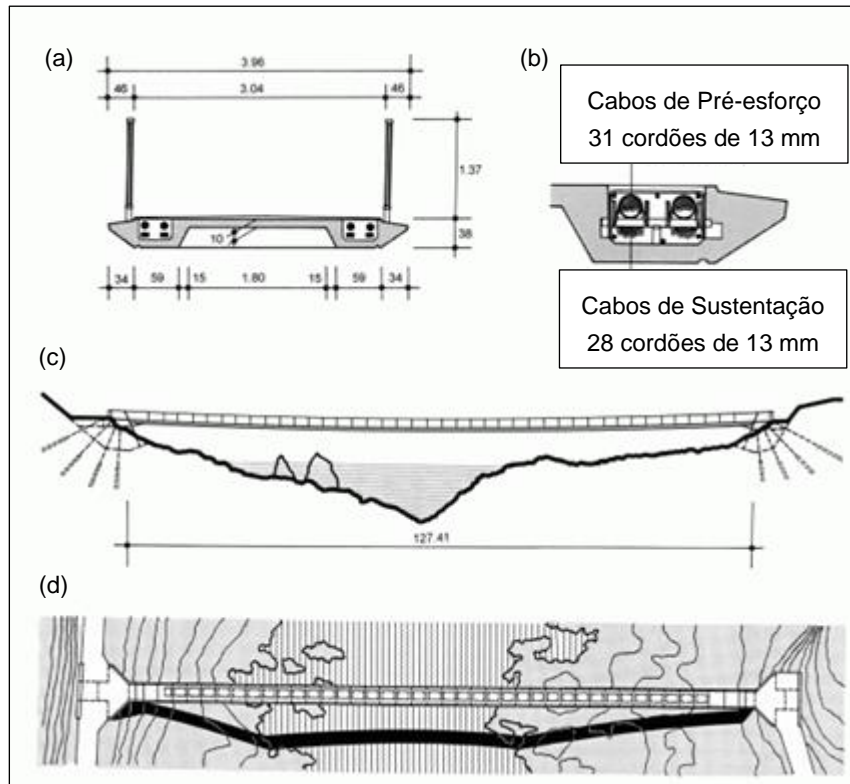


Figura 5.2 – Ponte de Redding, Califórnia: (a) Secção transversal; (b) Cabos de sustentação e pré-esforço; (c) Alçado; (d) Vista (Adaptado de [5])

De acordo com os dados disponíveis em [5], a estrutura foi dimensionada para as cargas indicadas no Quadro 5.1, e a força aplicada aos cabos de pré-esforço apresentou o valor de $P = 14.8 \text{ MN}$. Relativamente à força com que os cabos de sustentação foram instalados não existe nenhuma informação, apenas é referido que após a instalação de todos os elementos pré-fabricados de betão e a betonagem da parte da secção transversal que é moldada *in situ*, ou seja, no instante anterior à introdução do pré-esforço, a estrutura apresenta uma flecha de 3.37 m . Tendo presente essa informação procedeu-se a um processo oposto ao da aplicação das cargas para a geometria pretendida, que consiste na “desmontagem” da estrutura partindo da geometria final pretendida, isto é, a estrutura com uma configuração em forma de catenária com flecha igual a 3.37 m . Após a realização do processo anteriormente descrito obteve-se uma tensão inicial com que os cabos são instalados de $979825 \text{ kPa} \approx 1 \text{ MPa}$, aproximadamente, 53% da resistência característica à tração do aço dos cabos de sustentação.

Quadro 5.1 - Carregamento de projeto da ponte de Redding [5]

Carregamento de projeto		
Cargas permanentes [kN/m]	Peso próprio dos elementos pré-fabricados	15.19
	Peso próprio das juntas e laje betonadas <i>in situ</i>	6.90
	Restantes cargas permanentes	3.60
Cargas variáveis [kN/m]	Sobrecarga	12.91

O estudo da estrutura exige a definição das características dos materiais que a constituem, entre os quais classes do betão e aços dos cabos, bem como uma série de parâmetros para avaliação dos fenómenos diferidos, para além da data com que os elementos pré-fabricados são instalados. Como tal, considerou-se que esses elementos são colocados em obra com uma idade igual a 180 dias² e os parâmetros idealizados para os betões e aço se encontram apresentados nos Quadro 5.2 e Quadro 5.3.

Quadro 5.2 - Parâmetros considerados na análise nos elementos de betão

Betão	$E_{cm}(28 \text{ dias})$ [GPa]	$f_{cm}(28 \text{ dias})$ [MPa]	Humidade [%]	Idade betão	Classe cimento	Coefficiente Poisson
Elementos pré-fabricados	35	48	70	180 dias	N	0.2
Laje moldada <i>in situ</i>	33	38	70	0.1 dias ¹⁾	N	0.2

¹⁾Apesar de a laje ser moldada com betão fresco, ou seja, com uma idade de 0 dias é necessário atribuir uma idade superior para que não ocorram erros numéricos

Quadro 5.3 - Parâmetros considerados na análise dos cabos

Aço	f_{pk} [MPa]	$f_{p0.1k}$ [MPa]	Classe Relaxação
Cabos de sustentação	1860	1670	2
Cabos de pré-esforço	1860	1670	2

5.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Devido à ausência de alguns dados essenciais à modelação como a data de aplicação do pré-esforço, betões utilizados nos elementos pré-fabricados e laje betonada *in situ*, entre outros, a estrutura modelada poderá não corresponder fielmente à real. Contudo, foi executada uma tentativa de reproduzir tanto a geometria da estrutura como também o faseamento construtivo, admitindo-se valores plausíveis para os dados em falta. Posto isto, antes mesmo de iniciar a descrição do modelo inserido na plataforma Evolution é essencial apresentar algumas simplificações que foram admitidas:

- As juntas existentes entre elementos pré-fabricados de betão foram desprezadas;
- As perdas instantâneas nos cabos de pré-esforço, devidas ao atrito, por escorregamento dos dispositivos de amarração e por deformação instantânea do betão, não foram consideradas (foi admitida uma força de pré-esforço constante ao longo do seu traçado);
- Os apoios foram modelados como apoios rígidos.

A modelação da obra de arte foi efetuada no referencial XYZ, sendo a direção X coincidente com o eixo longitudinal da ponte, a direção Y transversal ao tabuleiro e a direção Z o eixo vertical. Foram utilizados 381 nós com espaçamentos de 1 m, agrupados em 378 elementos de viga com dois nós e um ponto de Gauss cada. O processo de convergência foi definido em termos de deslocamentos para uma tolerância admitida entre iterações igual a 0.1%.

² Segundo Strasky [5], os elementos pré-fabricados devem ser moldados entre 6 a 12 meses antes da sua colocação em obra com o intuito de reduzir os efeitos provocados pela retração e fluência do betão.

Por forma a obter a precisão adequada a esta análise, a secção transversal da ponte em estudo foi discretizada em fibras. Uma vez que a obra tem um desenvolvimento longitudinal retilíneo em planta, e o presente trabalho consiste na análise do comportamento sob ações verticais, a discretização das secções transversais do tabuleiro foi efetuada privilegiando a divisão da secção em fibras, na direção vertical (ver Figura 5.3).

Na modelação foram utilizadas 252 fibras do tipo *STAYCABLE* para discretização dos cabos de sustentação. Na introdução dos cabos de sustentação, de forma a não aumentar desnecessariamente o volume de cálculo, os quatro cabos foram reunidos em grupos de dois, como se pode ver na Figura 5.3. Já na modelação dos cabos de pré-esforço, uma vez que estes apresentam a particularidade de possuir traçado retilíneo ao longo dos elementos da estrutura, apesar de a sua configuração geral ser côncava, a sua modelação torna-se mais simples e similar à armadura passiva. Deste modo, a discretização dos cabos de pré-esforço foi realizada com recurso ao uso de 504 fibras do tipo *REINFORCEMENT*. Para a discretização dos elementos de betão e laje betonada *in situ* recorreu-se à classe *TIMOSHENKO*, tendo-se utilizado 8316 fibras.

No modelo de cálculo do Evolution a tensão aplicada aos cabos de sustentação e de pré-esforço foi realizada através da classe *IMPOSEDSTRESS*. Esta classe apresenta especial interesse na modelação dos cabos de pré-esforço por pós-tensão pois permite compensar as perdas instantâneas sofridas pela deformação instantânea dos elementos, já que no instante de puxar dos cabos, o esforço é transferido para a estrutura à medida que o betão se deforma, garantindo que a tensão final é a tensão aplicada.

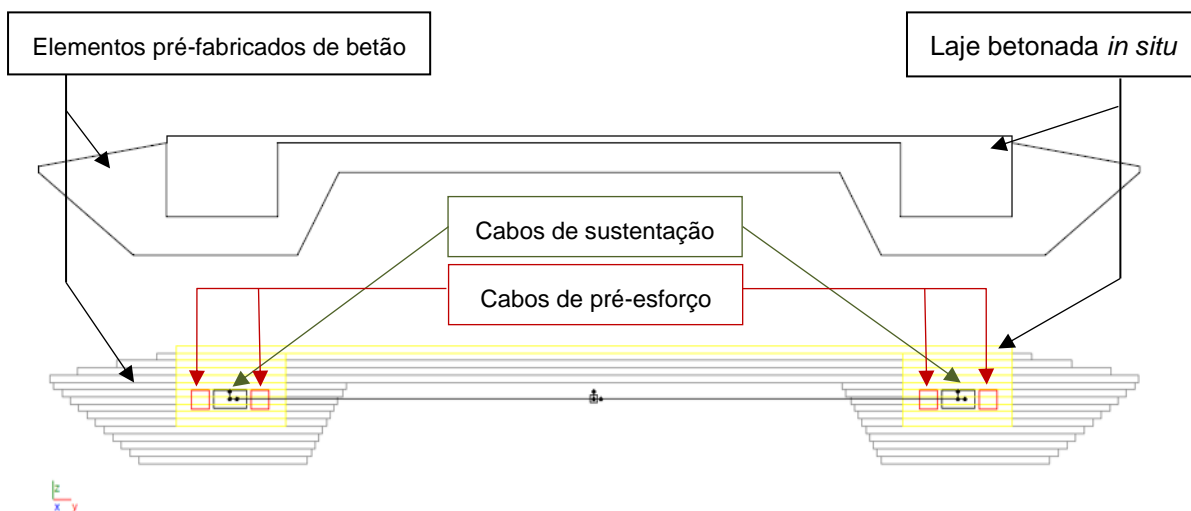


Figura 5.3 - Discretização da secção transversal do tabuleiro por fibras

Um aspeto importante em pontes do tipo *stress ribbon* é o facto de os cabos de sustentação apresentarem carácter não aderente, ou seja, os cordões são envolvidos por uma bainha plástica cheia com massa protetora, o que os torna deslizantes em relação ao betão. De forma a simular esse comportamento deslizante, os cabos de sustentação foram modelados por elementos diferentes dos elementos de betão e cabos de pré-esforço, e a conexão entre os elementos dos cabos de sustentação e os elementos da “restante” estrutura foi assegurada por ligações *SAMEDOF*, que obrigam os pontos conectados a sofrer o mesmo deslocamento na direção vertical, conforme detalhado na Figura 5.4, e mais à frente na Figura 5.6.

No modelo de cálculo, a modelação dos apoios da estrutura manifesta extrema relevância já que terá influência direta na forma como o pré-esforço é transferido para a estrutura. Segundo a informação

presente em grande parte da bibliografia disponível sobre o tema, ao ser aplicado o pré-esforço à estrutura ocorre uma alteração da sua geometria, com redução da flecha. Para que isso aconteça é necessário bloquear os deslocamentos segundo o eixo longitudinal do sistema. Caso se modelasse os apoios da "restante estrutura" (formada pelo betão e cabos de pré-esforço), permitindo esse mesmo deslocamento (num dos apoios), uma vez que o betão é deslizante em relação aos cabos de sustentação, o pré-esforço seria transferido diretamente para o betão, provocando o seu encurtamento e não ocorreria uma alteração da geometria global da estrutura. Assim, os apoios da estrutura foram modelados através de ligações da classe *IMPOSEDDOF*, disponível no programa, bloqueando-se o deslocamento em qualquer direção e a rotação segundo o eixo da peça (tal como apresentado na Figura 5.4).

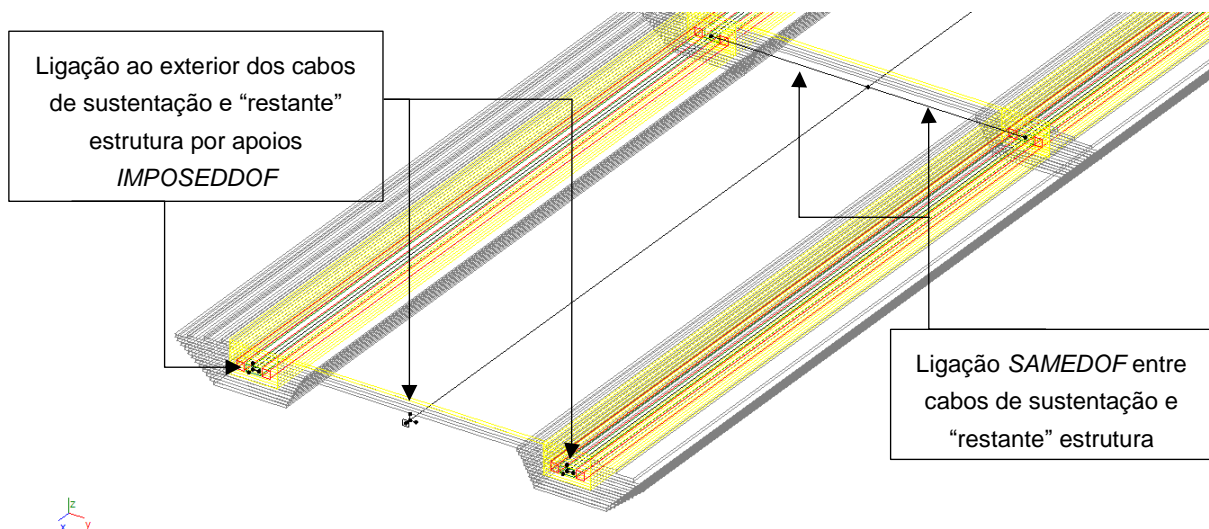


Figura 5.4 - Pormenor de ligações ao exterior e ligação entre cabos de sustentação e restante estrutura

Para a análise da resposta da estrutura ao longo do faseamento construtivo e vida útil, foram simuladas oito operações gerais, incluindo aplicação de cargas e alterações do esquema estrutural, conforme indicado no Quadro 5.4. Nessa mesma tabela é ainda apresentada uma breve descrição de cada atividade. Na segunda fase de modelação, intitulada de "PPBetaoPreFabricado", foram inseridos 41 incrementos de carga correspondentes à colocação dos 41 elementos pré-fabricados que constituem a estrutura. Foi ainda adicionada uma fase para análise dos efeitos reológicos dos materiais que constituem a estrutura, nomeada no Quadro 5.4 como "EfeitosDiferidos", que inclui a fluência e retração do betão e relaxação do aço preconizadas no Eurocódigo 2. A cada umas das fases pode corresponder a um ou vários incrementos de análise, conforme se apresenta mais à frente no Quadro 5.5.

Quadro 5.4 - Operações gerais consideradas na modelação

Operação	Designação	Descrição da atividade
Primeira fase	PreEsforcoCabo/ PPCabo	Colocação dos cabos de sustentação e tensionamento dos mesmos
Segunda fase	PPBetaoPreFabricado	Montagem dos elementos pré-fabricados sob os cabos de sustentação
Terceira fase	PPBetaoInSitu	Betonagem da laje e juntas
Quarta fase	IntroducaoBetao	Introdução das fibras de betão no modelo numérico
Quinta fase	PreEsforcoBetao	Aplicação da tensão aos cabos de pré-esforço
Sexta fase	RCP	Aplicação das restantes cargas permanentes
Sétima fase	EfeitosDiferidos	Verificação dos efeitos diferidos dos materiais que constituem a estrutura

Como exposto na subsecção 3.3., “Descrição do comportamento estático”, os elementos pré-fabricados apenas contribuem para a resistência da secção quando a laje moldada *in situ* é betonada e começa a adquirir resistência. Este facto dificulta a modelação já que estes elementos, discretizados em fibras, não podem ser introduzidos no modelo numérico quando efetivamente são colocados em obra, uma vez que passam a contribuir para a resistência da estrutura no modelo. Na tentativa de resolução deste problema, a solução encontrada foi a realização da modelação em duas etapas distintas e a introdução de uma fase intercalar, “IntroducaoBetao”, que se passa a descrever.

Numa primeira etapa, da primeira à terceira fase indicada no Quadro 5.4, a secção transversal considerada na modelação é apenas constituída pelos cabos de sustentação, sendo qualquer carga aplicada à estrutura, resistida unicamente pelos mesmos (ver Figura 5.5). Isto é, são aplicadas no modelo cargas distribuídas correspondentes à massa do betão que forma os elementos pré-fabricados. Já na segunda etapa considerada a partir da quarta fase, denominada de “IntroducaoBetao”, as fibras de betão dos elementos pré-fabricados e laje betonada localmente são “ligadas”, com uma configuração deformada igual à adquirida pelos cabos de sustentação no incremento anterior. Refere-se que as coordenadas desses elementos têm de ser introduzidas manualmente uma vez que, como anteriormente esclarecido, foram modelados como elementos diferentes dos cabos de sustentação (conforme apresentado na Figura 5.6).

Uma outra metodologia para contornar este obstáculo na modelação, seria a introdução dos elementos pré-fabricados, discretizados em fibras, com um módulo de elasticidade muito reduzido, e, aquando da betonagem da laje *in situ*, atribuir-se-ia o módulo de elasticidade real, fazendo com que os elementos contribuíssem para a resistência da estrutura.

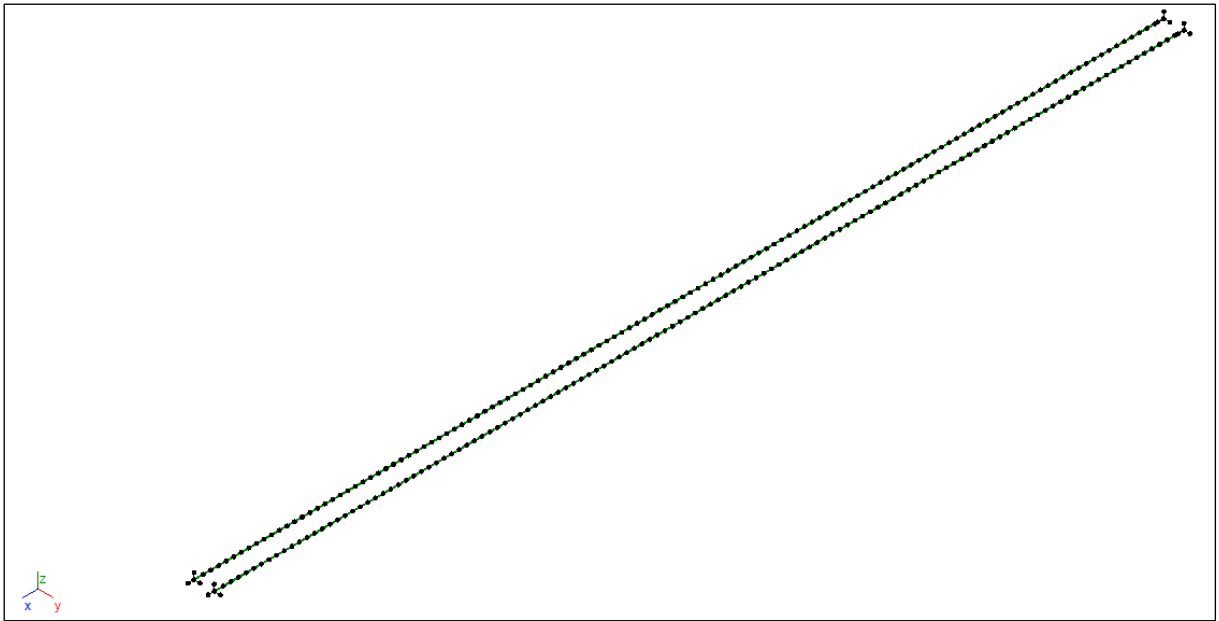


Figura 5.5 - Modelo numérico inserido na plataforma Evolution para as três primeiras operações consideradas

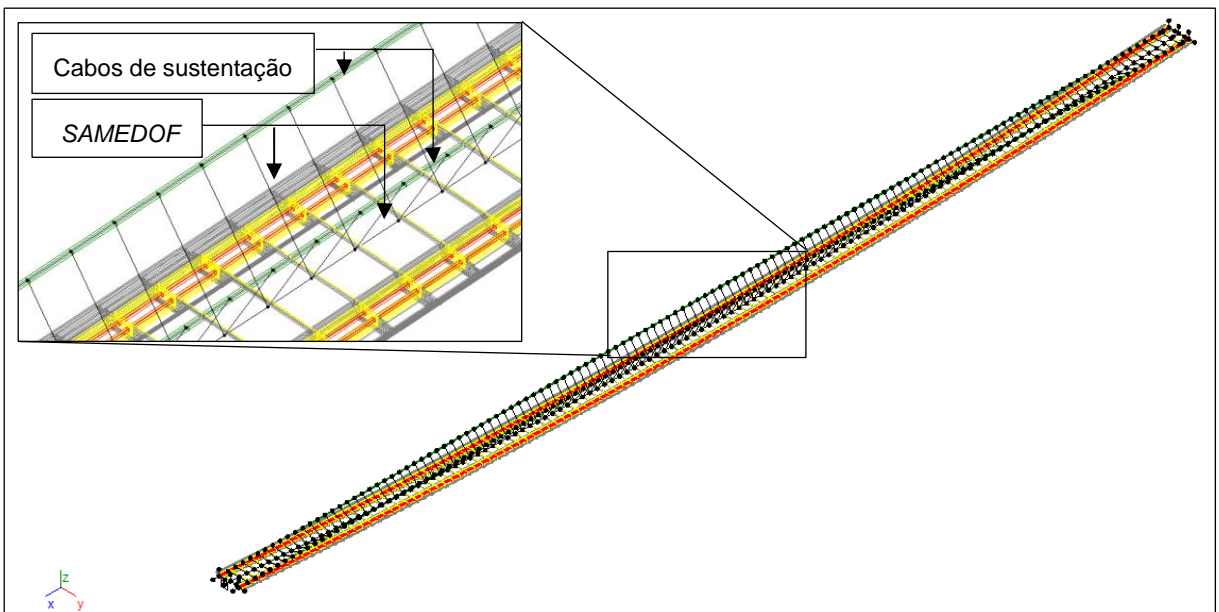


Figura 5.6 - Modelo numérico inserido na plataforma Evolution para as últimas quatro operações consideradas

Note-se que a configuração apresentada na Figura 5.6 para os cabos de sustentação, referente às últimas quatro operações, não diz respeito à configuração deformada, mas sim à posição inicial introduzida no *software*. A posição adquirida pelos elementos de betão e cabos de pré-esforço da figura mencionada é igual à configuração que os cabos de sustentação obtêm no final da ação nomeada no Quadro 5.4 como "PPBetaoInSitu".

5.3. PLANEAMENTO TEMPORAL

Conforme referido anteriormente, no Quadro 5.4 encontram-se listadas as atividades gerais para análise da estrutura. O facto de não ter sido possível obter informação da duração de cada fase construtiva do caso real de estudo torna difícil a definição da escala temporal de realização de cada atividade. Contudo, foi estabelecido um planeamento temporal para o processo construtivo, sensato e passível de ser concretizado, que se passa a esclarecer:

- O processo construtivo tem início com a realização dos encontros e blocos de ancoragem, que não são considerados nesta modelação numérica. Executadas as fundações segue-se a colocação dos cabos de sustentação, atribuindo-se a duração de 1 dia para a sua concretização;
- Seguidamente colocam-se os elementos pré-fabricados sob os cabos de sustentação. Admite-se que a cada meio dia de trabalho é colocada uma peça;
- Posteriormente, ocorre a betonagem da parte do tabuleiro formado *in situ* e das zonas de ligação, "PPBetaoInSitu";
- O processo construtivo avança com o tensionamento dos cabos de pré-esforço 7 dias após a betonagem da laje, "PreEsforcoBetao";
- Considera-se que a aplicação das restantes cargas permanente, "RCP", ocorre 7 dias após a aplicação do pré-esforço na estrutura.

Pressupõe-se, portanto, que a duração total da obra é de 29 dias, excluindo o tempo de execução das fundações e blocos de ancoragem, conforme detalhado cronologicamente no Quadro 5.5. Para a análise a tempo infinito dos fenómenos diferidos do sistema, considerou-se um período de tempo correspondente a 10000 dias após o término da obra. A fixação deste valor para o último incremento é prática corrente em projeto e tem como objetivo conhecer as deformações, tensões e esforços a longo prazo.

Nas operações em que se considerou que a duração da atividade merecia intervalos intermédios para controlo do comportamento da estrutura, adicionaram-se seis incrementos intercalares com base numa escala logarítmica de base três. Já para a última operação, "EfeitosDiferidos", consideraram-se onze incrementos baseados, também, numa escala logarítmica de base três. A utilização da escala temporal na forma logarítmica tem como finalidade refletir o correto comportamento do betão, nomeadamente das deformações inelásticas, em que a sua variação no tempo não é linear, pois os fenómenos de retração e fluência são mais representativos nos primeiros instantes após a aplicação da carga.

Deste modo, os incrementos e respetiva escala temporal para análise da resposta da estrutura encontram-se ordenados no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 - Escala temporal para análise da estrutura

Incremento	Data [dias]	Incremento	Data [dias]	Incremento	Data [dias]
PreEsforcoCabo	0.000	PPBetaoPreFabricado9	8.250	IntroducaoBetao.2	15.259
PPCabo	0.000	PPBetaoPreFabricado32	8.500	IntroducaoBetao.3	15.778
PPBetaoPreFabricado20	1.000	PPBetaoPreFabricado8	9.000	IntroducaoBetao.4	17.333
PPBetaoPreFabricado21	1.250	PPBetaoPreFabricado33	9.250	IntroducaoBetao.5	22.000
PPBetaoPreFabricado19	1.500	PPBetaoPreFabricado7	9.500	PreEsforcoBetao	22.000
PPBetaoPreFabricado22	2.000	PPBetaoPreFabricado34	10.000	PreEsforcoBetao.0	22.029
PPBetaoPreFabricado18	2.250	PPBetaoPreFabricado6	10.250	PreEsforcoBetao.1	22.086
PPBetaoPreFabricado23	2.500	PPBetaoPreFabricado35	10.500	PreEsforcoBetao.2	22.259
PPBetaoPreFabricado17	3.000	PPBetaoPreFabricado5	11.000	PreEsforcoBetao.3	22.778
PPBetaoPreFabricado24	3.250	PPBetaoPreFabricado36	11.250	PreEsforcoBetao.4	24.333
PPBetaoPreFabricado16	3.500	PPBetaoPreFabricado4	11.500	PreEsforcoBetao.5	29.000
PPBetaoPreFabricado25	4.000	PPBetaoPreFabricado37	12.000	RCP	29.000
PPBetaoPreFabricado15	4.250	PPBetaoPreFabricado3	12.250	EfeitosDiferidos.0	29.000
PPBetaoPreFabricado26	4.500	PPBetaoPreFabricado38	12.500	EfeitosDiferidos.1	29.508
PPBetaoPreFabricado14	5.000	PPBetaoPreFabricado2	13.000	EfeitosDiferidos.2	30.524
PPBetaoPreFabricado27	5.250	PPBetaoPreFabricado39	13.250	EfeitosDiferidos.3	33.572
PPBetaoPreFabricado13	5.500	PPBetaoPreFabricado1	13.500	EfeitosDiferidos.4	42.717
PPBetaoPreFabricado28	6.000	PPBetaoPreFabricado40	14.000	EfeitosDiferidos.5	70.152
PPBetaoPreFabricado12	6.250	PPBetaoPreFabricado0	14.250	EfeitosDiferidos.6	152.457
PPBetaoPreFabricado29	6.500	PPBetaoInSitu	15.000	EfeitosDiferidos.7	399.370
PPBetaoPreFabricado11	7.000	IntroducaoBetao	15.000	EfeitosDiferidos.8	1140.111
PPBetaoPreFabricado30	7.250	IntroducaoBetao.0	15.029	EfeitosDiferidos.9	3362.333
PPBetaoPreFabricado10	7.500	IntroducaoBetao.1	15.086	EfeitosDiferidos.10	10029.000
PPBetaoPreFabricado31	8.000				

5.4. RESULTADOS OBTIDOS E RESPECTIVA ANÁLISE

Em pontes do tipo banda tensionada as áreas dos cabos de sustentação e pré-esforço apresentam uma grandeza relativamente elevada comparativamente às estruturas pré-esforçadas correntes. Por esse motivo, ocorre uma redistribuição de tensões significativa entre betão e aço que necessita de ser considerada. A modelação da estrutura permite efetuar o estudo dos esforços desenvolvidos ao longo de todo o faseamento construtivo e vida útil, em todos os elementos que a compõe. Nesta subsecção expõe-se os resultados obtidos e a correlação entre valores, efetuando-se uma avaliação dos seguintes parâmetros:

- Deslocamento vertical a meio vão;
- Reações verticais e horizontais dos apoios;
- Esforço axial nos cabos de sustentação, cabos de pré-esforço e betão.

Com o intuito de avaliar a sensibilidade da estrutura aos efeitos diferidos estuda-se o contributo conjunto e separado de cada fenómeno. Assim, considera-se para análise os seguintes cenários obtidos através da opção, disponível no programa, de “ligar” ou “desligar” as leis reológicas dos materiais que constituem a estrutura:

- Modelo em que os efeitos reológicos são desprezados - “Sem Efeitos Diferidos”;
- Totalidade dos efeitos diferidos preconizados no Eurocódigo 2, entre os quais: retração e fluência do betão, e ainda, relaxação do aço - “Efeitos Diferidos”;
- Consideração unicamente do fenómeno de retração dos betões que compõe os elementos pré-fabricados e laje moldada *in situ* - “Só Retração”;
- Introdução exclusivamente da fluência dos betões indicada no Eurocódigo 2 - “Só Fluência”;
- Modelo em que apenas é considerada a relaxação dos aços dos cabos de sustentação e de pré-esforço - “Só Relaxação”.

Destaca-se o carácter fictício dos três últimos cenários anteriormente descritos.

Nesta subsecção pretende-se, igualmente, analisar a resposta da estrutura em termos de deformada face à aplicação da sobrecarga de forma assimétrica. Para isso, foram comparadas na subsecção 5.4.4, “Efeito da sobrecarga na deformada da estrutura”, as deformadas obtidas para um carregamento simétrico e assimétrico.

Para além dos fenómenos reológicos dos materiais na resposta estrutural da ponte em estudo, pretende-se ainda averiguar o efeito da variação uniforme de temperatura na alteração da geometria do sistema após a entrada em serviço da estrutura e a “tempo infinito”, com a atuação em simultâneo da sobrecarga de utilização. Nesse sentido, tendo por base a escala temporal definida para a obra e os incrementos de análise da resposta estrutural a “tempo infinito”, foram utilizados três modelos obtidos a partir do modelo base descrito em 5.2 e 5.3:

- Um modelo onde não é aplicada qualquer carga variável - “Sem Sobrecarga”;
- Um modelo no qual a sobrecarga é aplicada num incremento associado ao instante em que a estrutura entra em funcionamento, 29 dias após o início dos trabalhos de construção - “Com Sobrecarga, t_0 ”;
- Um modelo em que a sobrecarga é introduzida no incremento instantâneo 10000 dias após o término da obra - “Com Sobrecarga, t_{∞} ”.

Utilizando essas três versões inseriram-se duas variações uniformes de temperatura, uma de contração de valor igual a -7°C , e outra correspondente a uma variação uniforme de temperatura positiva de $+37^{\circ}\text{C}$, no incremento instantâneo correspondente ao instante de análise (t_0 ou t_{∞}). Para estes valores, -7°C e $+37^{\circ}\text{C}$, estão publicados os resultados dos esforços e deslocamentos da estrutura em causa.

A partir, dos resultados obtidos para a variação da temperatura é possível proceder à validação do *software* e modelo numérico utilizado, comparando com os valores fornecidos para a flecha na literatura da obra em estudo, ponte de *Redding*.

5.4.1. DESLOCAMENTO VERTICAL A MEIO VÃO

O sistema estrutural em estudo é extremamente dependente da não linearidade geométrica, como tal, a cada adição de carga à estrutura, ou alteração do seu estado de tensão, verifica-se uma correspondente alteração da geometria, de forma a que o equilíbrio seja garantido.

No Quadro 5.6 apresentam-se os incrementos e acumulados totais do deslocamento vertical a meio vão para cada operação geral considerada na modelação. Os incrementos apresentados dizem respeito não só à aplicação instantânea das cargas, mas também à resposta da estrutura devido aos fenómenos reológicos dos materiais que ocorrem entre fases. Como se pode observar, ocorre um progressivo aumento da flecha a cada adição de carga à estrutura. Verifica-se ainda uma redução do valor da flecha igual a 0.472 m ao ser aplicada a força de 14800 kN nos cabos de pré-esforço. A tempo infinito, em virtude dos efeitos diferidos, retração e fluência do betão, e relaxação do aço, que acontecem na estrutura, ocorre uma redução da flecha de 0.246 m .

Na fase "IntroducaoBeto", segundo a qual as fibras dos elementos pré-fabricados e laje são "ligadas", verifica-se uma redução do valor da flecha de 5 mm . Esta redução deve-se à diminuição do volume do betão da laje durante o seu endurecimento, ou seja, devido ao fenómeno de retração que ocorre no betão.

Quadro 5.6 - Deslocamento vertical a meio vão para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2

Designação	Deslocamento vertical a meio vão [m]	
	Incrementos	Acumulados totais
PreEsforcoCabo	0.000	0.000
PPCabo	-0.159	-0.159
PPBetoPreFabricado	-2.500	-2.659
PPBetoInSitu	-0.711	-3.370
IntroducaoBeto	0.005	-3.365
PreEsforcoBeto	0.472	-2.893
RCP	-0.070	-2.963
EfeitosDiferidos	0.246	-2.717

A evolução do deslocamento vertical a meio vão para os vários cenários reológicos extremos considerados encontra-se representada no Gráfico 5.1. Atentando no Gráfico 5.1 constata-se que as contribuições fictícias dos fenómenos de retração e fluência do betão a tempo infinito são bastante similares e ambas provocam uma diminuição da flecha. Já a linha de tendência evolutiva do fenómeno de relaxação do aço dos cabos de sustentação e de pré-esforço é praticamente coincidente com o traçado do modelo em que não se inseriram as leis reológicas dos materiais, "Sem Efeitos Diferidos", pelo que a sua relevância é reduzida. Torna-se igualmente evidente que a consideração dos efeitos diferidos ao

longo do faseamento construtivo tem carácter preponderante no dimensionamento de uma estrutura deste tipo.

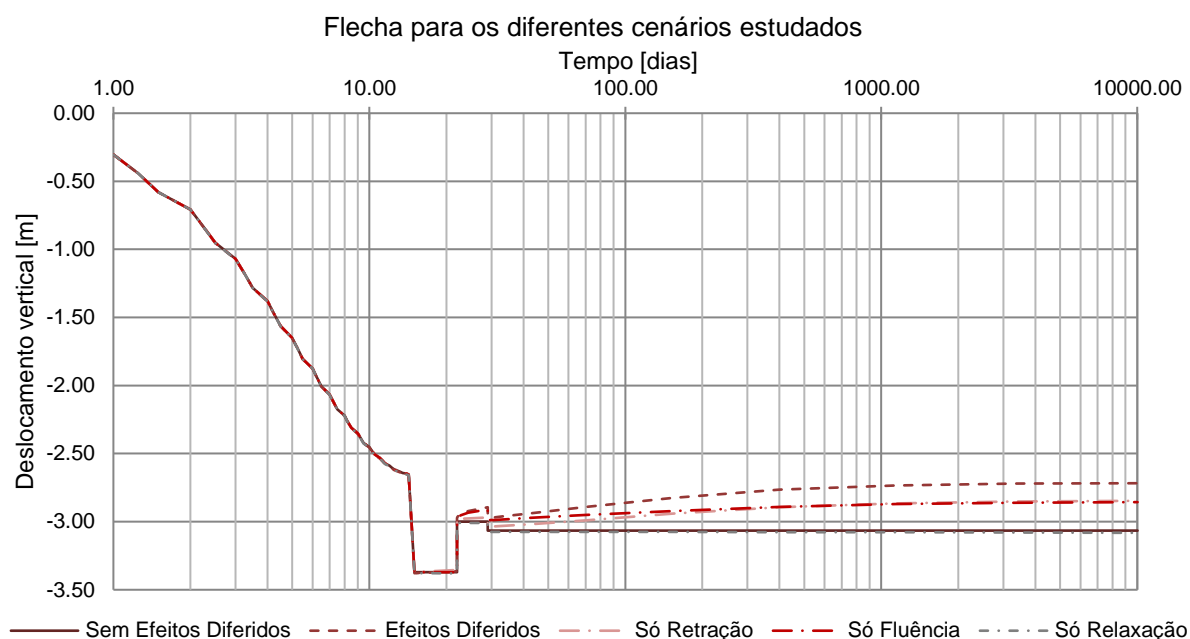


Gráfico 5.1 - Evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão para os diferentes cenários reológicos

5.4.2. REAÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS DOS APOIOS

No que respeita às reações desenvolvidas nos apoios na direção horizontal e vertical, os resultados encontram-se disponíveis nos Quadro 5.7 e Quadro 5.8, respetivamente. As reações totais de solicitação dos encontros foram calculadas pela soma das reações obtidas no modelo numérico para os cabos de sustentação e nos apoios da “restante” estrutura formada pelos elementos pré-fabricados, laje moldada *in situ* e cabos de pré-esforço. Uma vez que os encontros se localizam à mesma cota, as reações verticais desenvolvidas em apoios opostos são iguais e no caso das reações horizontais são também iguais, mas em valor absoluto, pelo que aqui apenas se apresenta os resultados obtidos para um dos encontros.

Atentando nas duas últimas colunas do Quadro 5.7 é possível constatar que a reação horizontal de solicitação dos apoios aumenta a cada operação considerada, apresentando o seu valor máximo a “tempo infinito”, 10000 dias após o término da obra. Nos incrementos em que não é adicionada carga à estrutura, tais como “IntroducaoBetao”, “PreEsforcoBetao” e “EfeitosDiferidos”, a alteração da reação horizontal acontece para que o equilíbrio e a compatibilidade de deformações sejam garantidos. Assim, o aumento da reação horizontal nessas mesmas fases acompanha a diminuição da flecha discutida na subsecção anterior, “Deslocamento vertical a meio vão”.

O incremento da reação horizontal introduzida pelo pré-esforço por pós-tensão em sistemas do tipo banda tensionada apenas diz respeito à redução da flecha para compatibilização de deformações.

Quadro 5.7 – Reação horizontal dos apoios para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2

Designação	Reação horizontal [kN]					
	Reação total obtida nos cabos de sustentação		Reação obtida para a "restante" estrutura		Reação total	
	Incrementos	Acumulados totais	Incrementos	Acumulados totais	Incrementos	Acumulados totais
PreEsforcoCabo	10197.20	10197.20	0.00	0.00	10197.20	10197.20
PPCabo	8.66	10205.86	0.00	0.00	8.66	10205.86
PPBetaoPreFabricado	2354.83	12560.69	0.00	0.00	2354.83	12560.69
PPBetaoInSitu	1467.44	14028.13	0.00	0.00	1467.44	14028.13
IntroducaoBetao	-105.49	13922.64	160.89	160.89	55.40	14083.53
PreEsforcoBetao	-938.87	12983.77	6140.11	6301.00	5201.23	19284.76
RCP	138.37	13122.14	1955.29	8256.29	2093.66	21378.42
EfeitosDiferidos	-700.61	12421.52	2879.16	11135.44	2178.54	23556.97

Quanto à reação vertical que se desenvolve nos apoios, os incrementos totais que aparecem para cada operação são obtidos por equilíbrio. Nas fases "IntroducaoBetao", "EfeitosDiferidos" e "PreEsforcoBetao" apesar de não ser inserida nenhuma carga vertical no modelo numérico, surgem pequenos incrementos totais que se considera como resíduos do processo iterativo inserido na plataforma de análise para resolução do problema não linear.

Quadro 5.8 - Reação vertical dos apoios para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2

Designação	Reação vertical [kN]					
	Reação total obtida nos cabos de sustentação		Reação obtida para a "restante" estrutura		Reação total	
	Incrementos	Acumulados totais	Incrementos	Acumulados totais	Incrementos	Acumulados totais
PreEsforcoCabo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PPCabo	51.09	51.09	0.00	0.00	51.09	51.09
PPBetaoPreFabricado	998.26	1049.35	0.00	0.00	998.26	1049.35
PPBetaoInSitu	439.56	1488.92	0.00	0.00	439.56	1488.92
IntroducaoBetao	-14.56	1474.36	14.68	14.68	0.12	1489.04
PreEsforcoBetao	-52.11	1422.24	55.37	70.05	3.26	1492.30
RCP	44.43	1466.67	196.20	266.25	240.62	1732.92
EfeitosDiferidos	-143.10	1323.57	162.47	428.71	19.37	1752.29

A evolução temporal da reação horizontal no decurso do faseamento construtivo e fase exploração do sistema, representada no Gráfico 5.2, acompanha a evolução do deslocamento vertical do Gráfico 5.1. Para os vários modelos reológicos, a redução da flecha induz, assim como referido em parágrafos anteriores, um aumento da força horizontal de solicitação dos apoios. Observando o gráfico constata-se que a relaxação do aço não possui expressividade, induzindo ligeiramente a diminuição da reação horizontal.

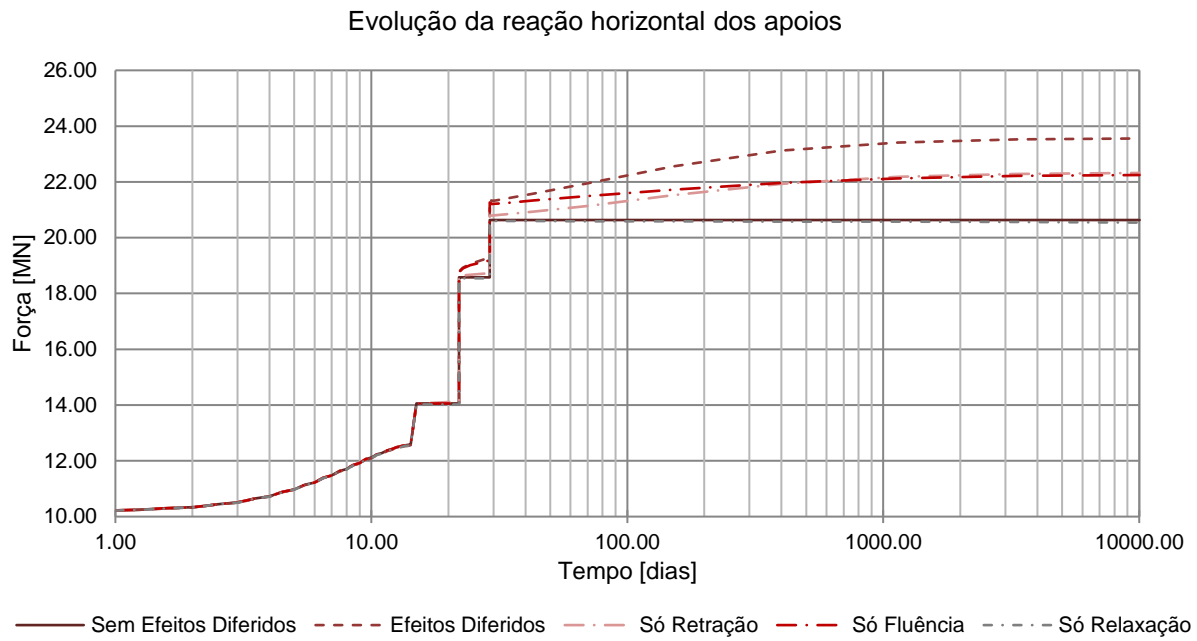


Gráfico 5.2 - Evolução temporal da reação horizontal dos apoios para os diferentes cenários reológicos

No que se refere à evolução da reação vertical devida à contribuição separada de cada fenómeno diferido, a sua variação é, naturalmente, nula, dado que não há alteração da carga aplicada e a estrutura é isostática em termos de apoios verticais. Assim, é correto afirmar que, nestes cenários, a reação vertical após a conclusão do processo construtivo é constante.

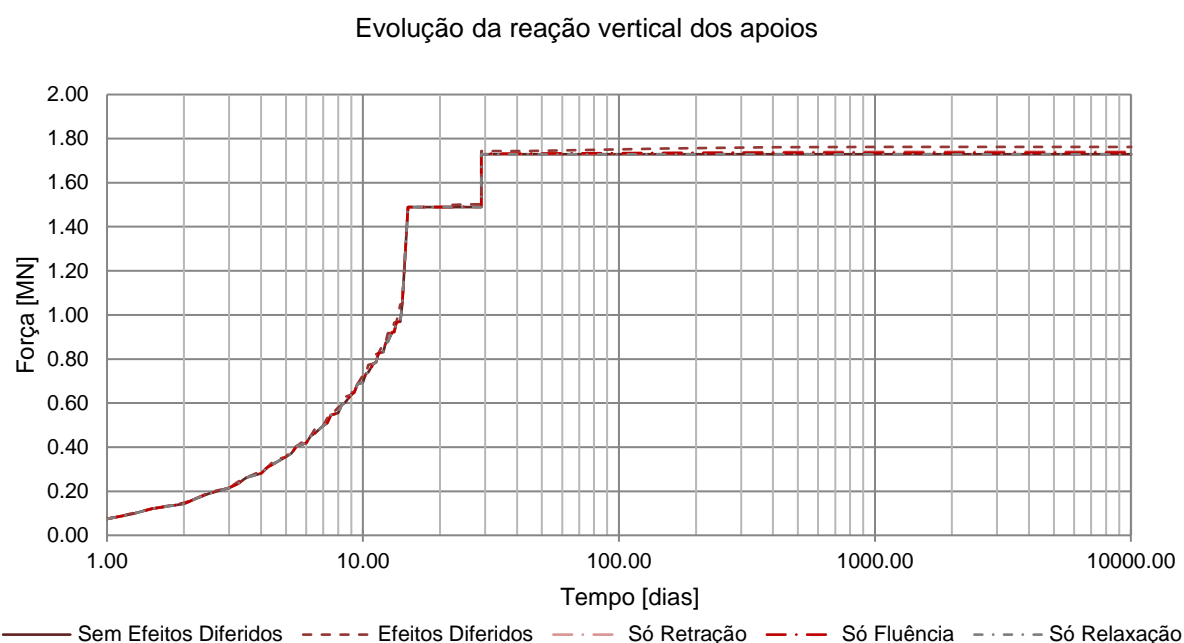


Gráfico 5.3 - Evolução temporal da reação vertical dos apoios para os diferentes cenários reológicos

5.4.3. ESFORÇO AXIAL NOS CABOS DE SUSTENTAÇÃO, PRÉ-ESFORÇO E BETÃO

Os esforços axiais incrementais e acumulados obtidos a meio vão nos cabos de sustentação, cabos de pré-esforço e secção de betão para cada operação inserida no modelo de cálculo do Evolution, encontram-se expostos nos Quadro 5.9, Quadro 5.10 e Quadro 5.11, respetivamente.

Ao analisar o Quadro 5.9 referente ao esforço axial nos cabos de sustentação pode constatar-se, como esperado, que todas as operações que consistem em carregar a estrutura, nomeadamente a montagem dos elementos pré-fabricados, “PPBetaoPreFabricado”, betonagem da laje, “PPBetaoInSitu”, e aplicação das restantes cargas permanentes, “RCP”, provocam um aumento do esforço axial nos cabos de sustentação. Ao ser aplicado o pré-esforço ao betão, “PreEsforcoBetao”, ocorre um alívio da tensão nos cabos de sustentação. A par desta fase, a reologia do betão e do aço, denominada de “EfeitosDiferidos”, induz igualmente uma redução da tensão, e, por conseguinte, do esforço axial nos cabos de sustentação. Atentando ainda no quadro, constata-se que a situação crítica de solicitação dos cabos de sustentação ocorre na fase de betonagem da laje, “PPBetaoInSitu”.

Quadro 5.9 – Esforço axial a meio vão nos cabos de sustentação para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2

Designação	Esforço axial a meio vão nos cabos de sustentação [kN]	
	Incrementos	Acumulados totais
PreEsforcoCabo	10197.20	10197.20
PPCabo	8.66	10205.86
PPBetaoPreFabricado	2354.82	12560.69
PPBetaoInSitu	1467.44	14028.12
IntroducaoBetao	-105.49	13922.63
PreEsforcoBetao	-938.87	12983.76
RCP	138.37	13122.13
EfeitosDiferidos	-700.61	12421.52

A introdução dos cabos de pré-esforço no modelo numérico inserido no *software* Evolution é efetuada na fase "PreEsforcoBetao", por esse motivo a tensão obtida para as cinco ações iniciais, apresentada no Quadro 5.10, apresenta um valor nulo. Observando esse quadro, conclui-se que o esforço axial obtido nos cabos de pré-esforço na secção a meio vão possui o valor de 14581.40 kN, resultado esse diferente da força inicial aplicada de 14800 kN. Esta diferença entre valor aplicado e resultado obtido deve-se ao processo de convergência do programa em que foi admitida uma tolerância entre iterações igual a 0.1%. Para a ação "EfeitosDiferidos", 10000 dias após o término da obra, a tensão nos cabos de pré-esforço diminui. Analogamente aos cabos de sustentação, nas ações em que é aplicada carga à estrutura, "RCP", os incrementos de esforço axial consistem no aumento da tração dos cabos de pré-esforço.

Quadro 5.10 - Esforço axial a meio vão nos cabos de pré-esforço para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2

Designação	Esforço axial a meio vão nos cabos de pré-esforço [kN]	
	Incrementos	Acumulados totais
PreEsforcoCabo	0.00	0.00
PPCabo	0.00	0.00
PPBetaoPreFabricado	0.00	0.00
PPBetaoInSitu	0.00	0.00
IntroducaoBetao	0.00	0.00
PreEsforcoBetao	14581.40	14581.40
RCP	153.72	14735.12
EfeitosDiferidos	-527.37	14207.75

O Quadro 5.11 expõe os resultados obtidos para o esforço axial na secção a meio vão nos elementos de betão, ou seja, laje moldada *in situ* e elementos pré-fabricados. Através da observação da coluna de acumulados totais, pode-se concluir que o esforço axial no betão é sempre de compressão (à exceção da fase "IntroducaoBetao" que tem carácter meramente auxiliar). Como seria de esperar a introdução do pré-esforço, operação denominada por "PreEsforcoBetao", introduz um esforço axial de compressão, e, para as restantes operações, "RCP" e "Efeitosdiferidos", os incrementos de esforço axial apresentam valores positivos, logo, conduzem à redução do estado de compressão do betão. É de referir ainda, que os valores apresentados no Quadro 5.11 como zero, na realidade não existem, uma vez que, como explicado em parágrafos anteriores do subcapítulo 5.2, "Modelação numérica", a secção de betão apenas foi introduzida no modelo numérico na operação, "IntroduçãoBetao".

Analisando o Quadro 5.11, conclui-se que para uma força aplicada aos cabos de pré-esforço de 14581.40 kN apenas 58% é absorvida pelo betão. A diferença é a força de tração que provoca a redução da flecha e que é transmitida diretamente aos apoios. De facto, ao serem tensionados os cabos de pré-esforço, o betão é comprimido apenas porque tem diretriz curva em alçado e está sujeito às forças de desvio do pré-esforço, fazendo com que a compressão introduzida no betão seja muito inferior à tração instalada nos cabos de pós-tensão. A diferença entre estes dois valores corresponde ao incremento da força de tração instalada na "secção total" que é, obviamente, igual ao incremento da reação horizontal nos apoios e inversamente proporcional à redução da flecha da ponte.

Quadro 5.11 - Esforço axial a meio vão no betão para as diferentes etapas consideradas segundo a reologia do EC2

Designação	Esforço axial a meio vão no betão [kN]	
	Incrementos	Acumulados totais
PreEsforcoCabo	0.00	0.00
PPCabo	0.00	0.00
PPBetaoPreFabricado	0.00	0.00
PPBetaoInSitu	0.00	0.00
IntroducaoBetao	160.89	160.89
PreEsforcoBetao	-8441.48	-8280.59
RCP	1801.57	-6479.02
EfeitosDiferidos	3406.53	-3072.50

Apresentam-se de seguida, nos Gráficos 5.4 a 5.6, a evolução dos esforços axiais devidos à redistribuição de esforços por efeitos diferidos para as situações tratadas. Atendendo nos Gráfico 5.4 e Gráfico 5.5 depreende-se que a "tempo infinito" os esforços axiais nos cabos de sustentação e de pré-esforço tendem a diminuir. A situação crítica de carregamento para os cabos de sustentação é na fase de aplicação do seu peso próprio, já nos cabos de pré-esforço o esforço axial é máximo quando as restantes cargas permanentes são aplicadas à estrutura.

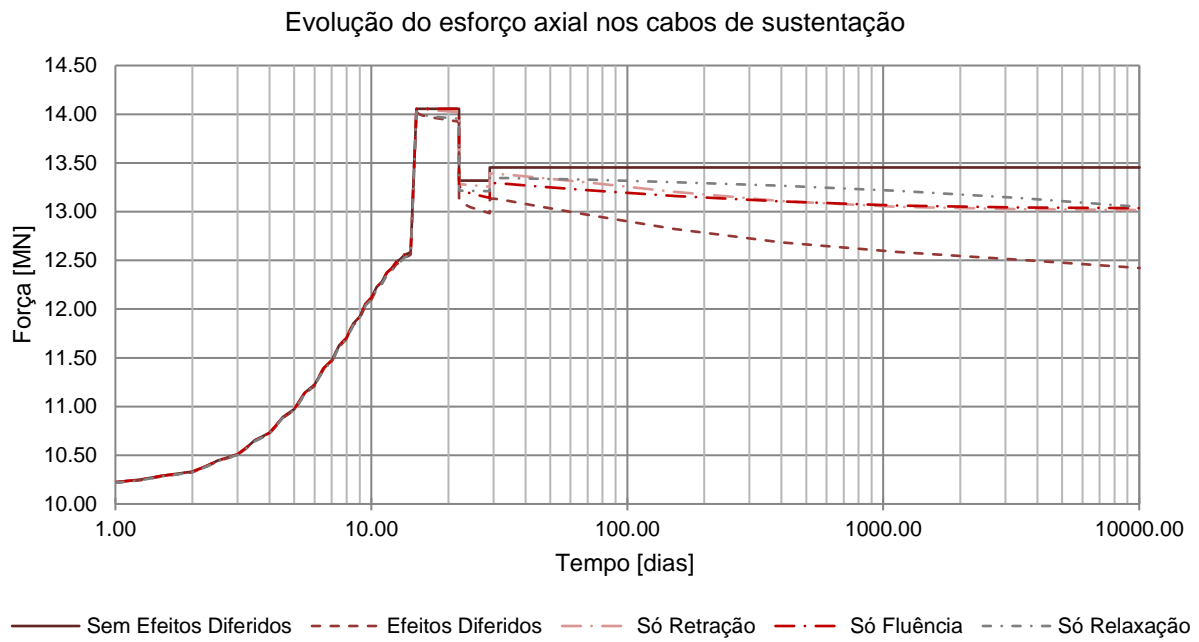


Gráfico 5.4 - Evolução temporal do esforço axial nos cabos de sustentação para os diferentes cenários reológicos

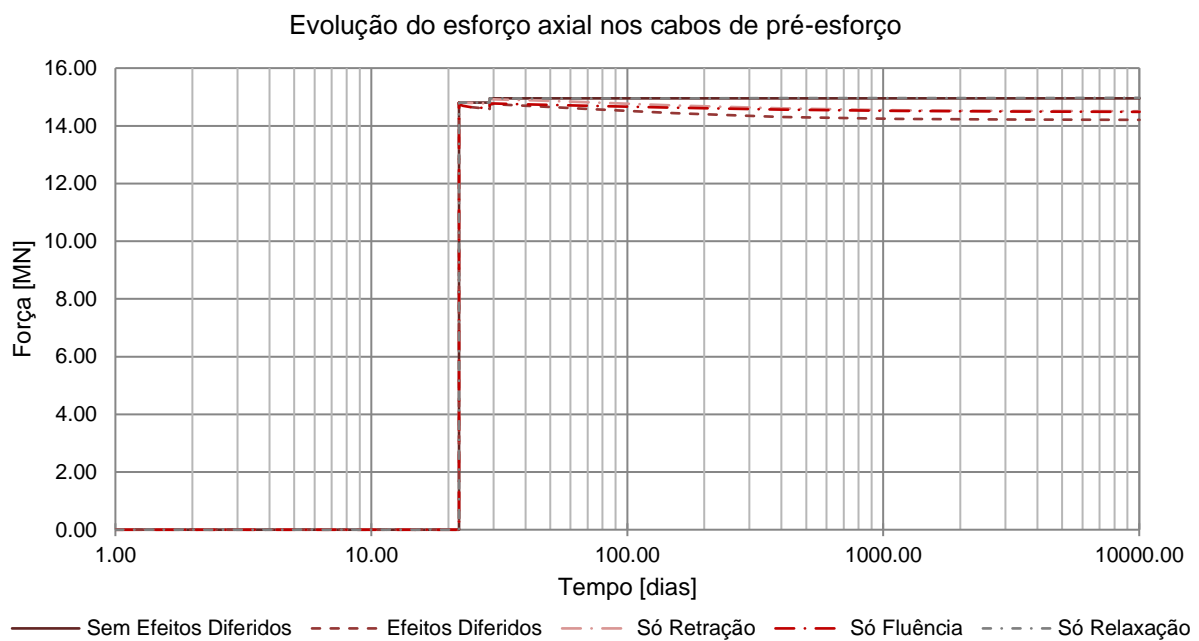


Gráfico 5.5 - Evolução temporal do esforço axial nos cabos de pré-esforço para os diferentes cenários reológicos

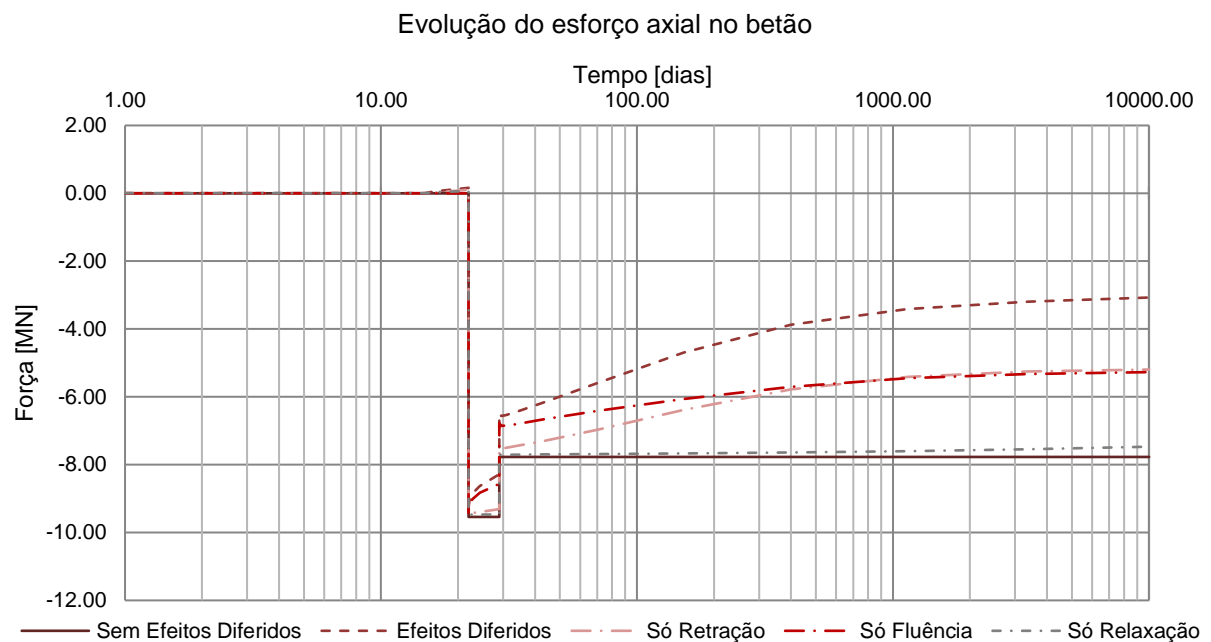


Gráfico 5.6 - Evolução temporal do esforço axial no betão para os diferentes cenários reológicos

5.4.4. EFEITO DA SOBRECARGA NA DEFORMADA DA ESTRUTURA

O Gráfico 5.7 apresenta a deformada da estrutura, a t_0 e a t_∞ , ao ser aplicada a sobrecarga de utilização na totalidade do desenvolvimento longitudinal, “Sobrecarga Simétrica”, e de forma assimétrica, “Sobrecarga Assimétrica”, ao longo dos primeiros 63.705 m. Analisando o gráfico nota-se uma clara alteração da geometria. Ao ser aplicada uma sobrecarga na totalidade do desenvolvimento longitudinal da estrutura, a geometria adquirida é a de uma parábola. Quando a carga variável de utilização é inserida apenas em metade do comprimento longitudinal, a deformada deixa de ser a de uma parábola, passando a apresentar um maior deslocamento na zona de aplicação da carga.

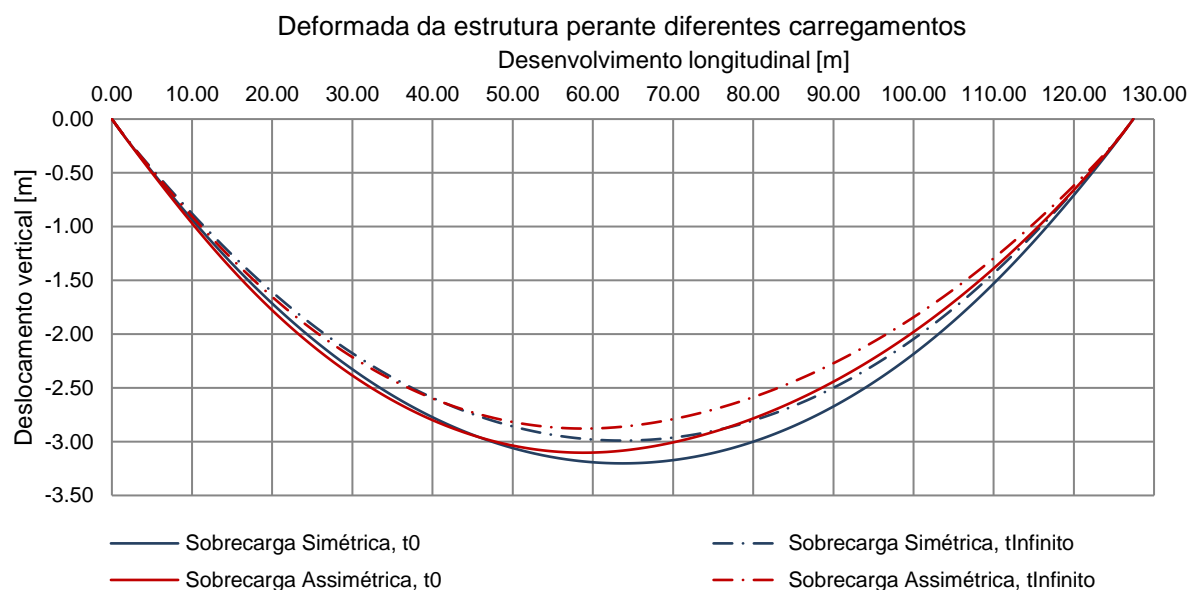


Gráfico 5.7 - Deformada da estrutura perante um carregamento assimétrico

5.4.5. INTRODUÇÃO DA TEMPERATURA

Para conhecer o comportamento da estrutura perante uma variação uniforme de temperatura, avalia-se o seu comportamento perante os cenários de atuação de uma variação uniforme negativa de valor igual a $-7\text{ }^{\circ}\text{C}$, e positiva de $+37\text{ }^{\circ}\text{C}$, a t_0 , ou seja, logo após o término dos trabalhos de construção, e a tempo infinito, t_{∞} , 10000 dias após conclusão dos trabalhos. Aplica-se ainda a sobrecarga de utilização definida no Quadro 5.1. Nos Gráficos 5.8 e 5.9 apresentam-se os resultados obtidos nos quatro modelos introduzidos no programa Evolution.

Identifica-se no Gráfico 5.8 que a introdução de uma variação negativa de temperatura provoca uma redução da flecha, e, portanto, um aumento da reação horizontal dos apoios. Em contraste, a introdução de uma temperatura de expansão, induz um aumento da flecha que, por sua vez, origina uma diminuição força horizontal de sollicitação dos apoios. A consideração da totalidade da sobrecarga de utilização introduz uma resposta bastante elevada, com o aumento da flecha em cerca de 25 cm .

Concluiu-se que a flecha máxima em serviço ocorre devido à atuação em simultâneo da sobrecarga de utilização e de uma variação uniforme de temperatura de expansão, a t_0 . Já para a reação horizontal obtida nos apoios, a situação crítica de projeto decorre da aplicação da sobrecarga e de uma variação de temperatura negativa a tempo infinito.

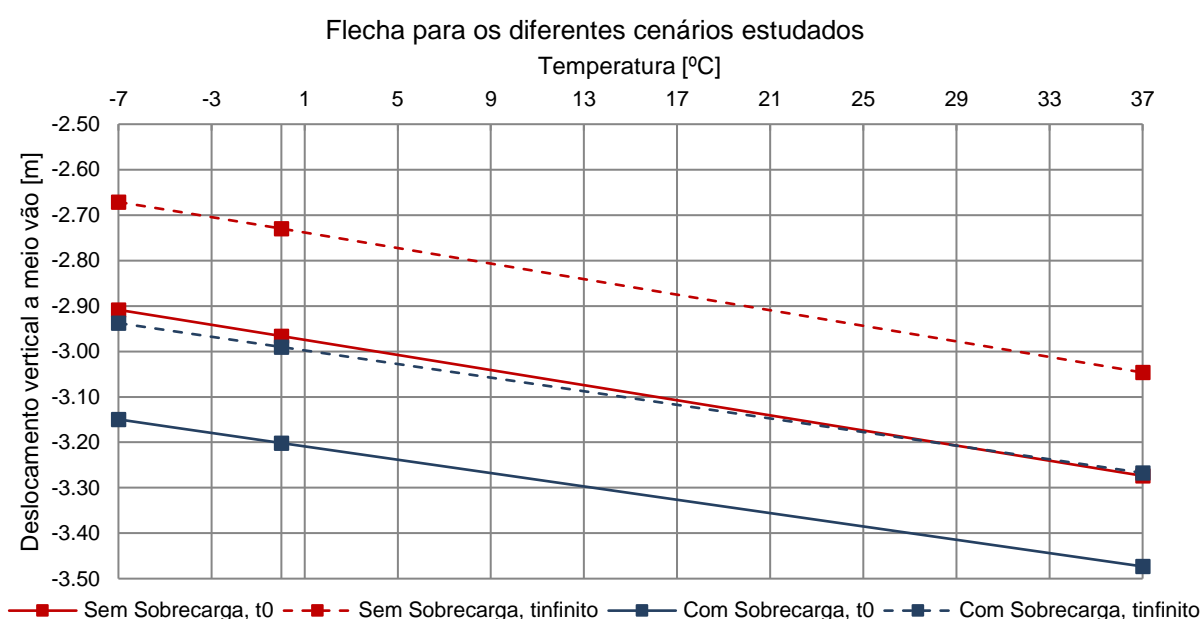
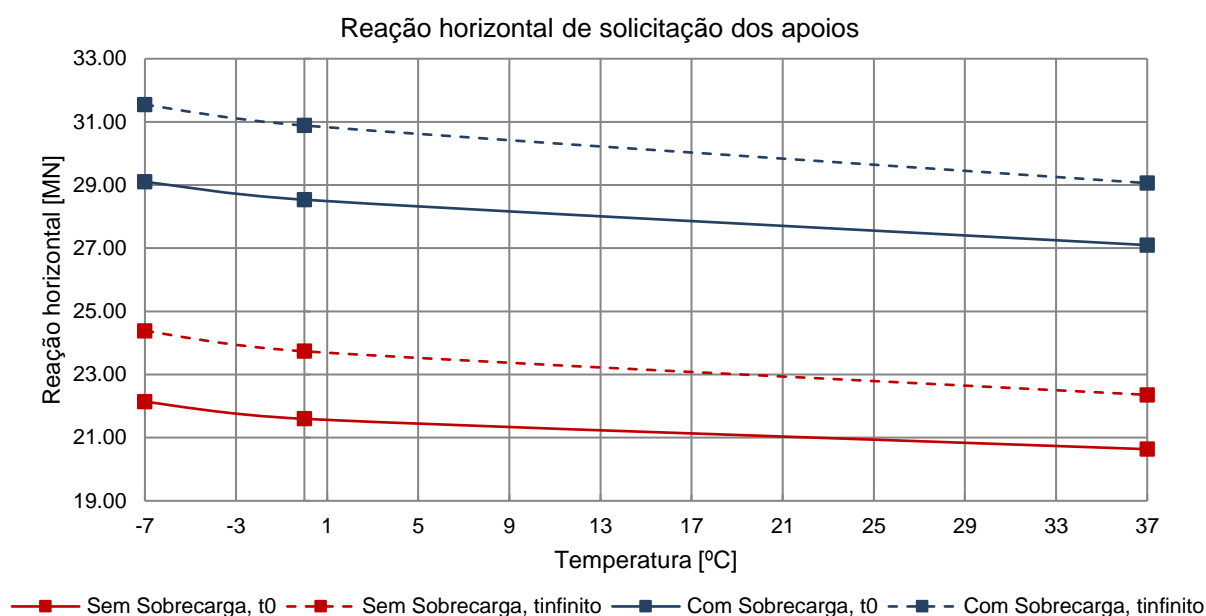


Gráfico 5.8 - Evolução do deslocamento vertical a meio vão para uma variação uniforme de temperatura a t_0 e a t_{∞}

Gráfico 5.9 - Evolução da reação horizontal nos apoios para uma variação uniforme de temperatura a t_0 e a t_{∞}

5.4.6. VALIDAÇÃO DO SOFTWARE E MODELO NUMÉRICO

O Gráfico 5.10 sumariza os valores obtidos no modelo numérico de cálculo e os teóricos apresentados na descrição da obra de arte, para o deslocamento vertical a meio vão da estrutura. As incertezas associadas à caracterização dos materiais usados na obra de arte, escala temporal do processo construtivo, leis reológicas dos materiais, data de aplicação do pré-esforço, entre outras variáveis admitidas, tornam o modelo numérico numa estimativa. Apesar dessas incertezas, o gráfico evidencia uma relação entre os resultados numéricos e os teóricos, confirmando a aplicabilidade da plataforma e do modelo numérico desenvolvido para o estudo de pontes do tipo *stress ribbon*.

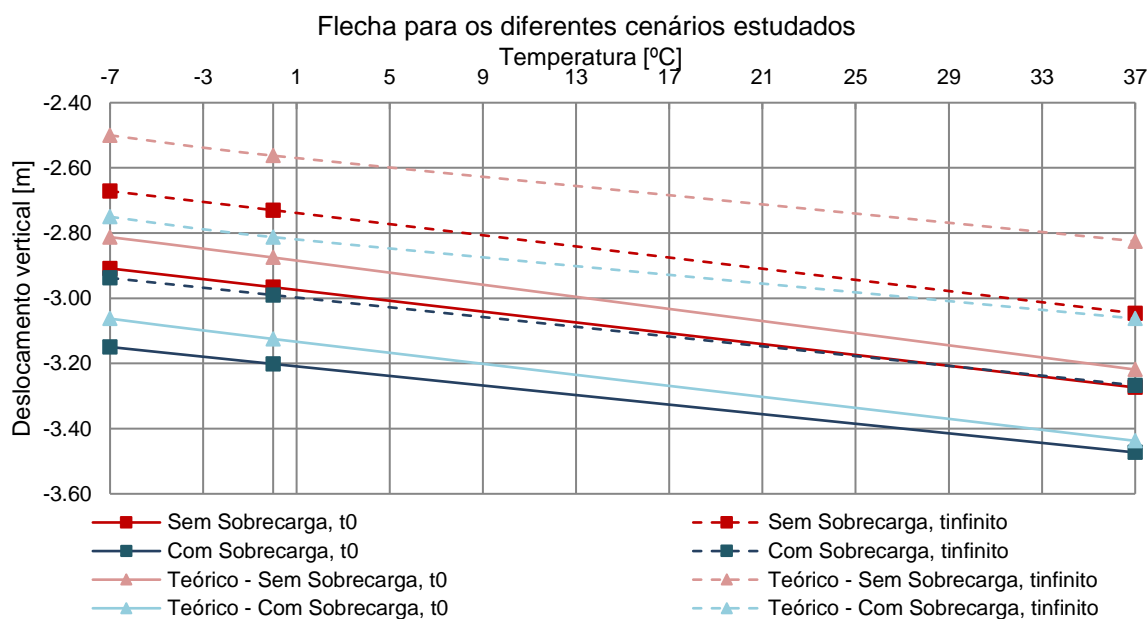


Gráfico 5.10 - Comparação entre valores teóricos e valores obtidos no modelo numérico para a flecha

5.5. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DO COMPORTAMENTO DIFERIDO DO BETÃO

Na sequência dos resultados obtidos no subcapítulo anterior, “Resultados obtidos e respetiva análise”, em que é demonstrada a dependência da resposta do sistema estrutural perante os efeitos diferidos do betão decidiu conduzir-se uma breve análise paramétrica de forma a estimar a amplitude da variação da resposta da ponte, em função da variabilidade do comportamento diferido do betão, pretendendo-se analisar os seguintes parâmetros: deslocamento vertical a meio vão e tensão na fibra menos comprimida (fibra superior).

A avaliação da tensão instalada na fibra superior tem como intuito a verificação do estado limite de descompressão no betão a tempo infinito, para uma combinação quase-permanente de ações, como estipulado no Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [18]. A condição crítica de ocorrência de trações na fibra menos comprimida de betão ocorre a “tempo infinito” para a atuação simultânea da sobrecarga de utilização e de uma variação negativa de temperatura. Na combinação quase-permanente de ações definida no Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas [21], o contributo da temperatura é afetado por um coeficiente $\psi_2 = 0.5$, e a sobrecarga de utilização não entra ($\psi_2 = 0$), de acordo com os valores do Anexo A2 referente à ação em pontes pedonais.

Dada a incerteza associada à determinação dos valores reológicos regulamentares do betão, pretende-se estudar vários cenários de variabilidade desses valores. Para estimar a amplitude de variação da resposta da estrutura perante variações reológicas, aplicaram-se coeficientes de majoração e minoração dos valores regulamentares da retração e fluência propostos no Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [18]. Dessa maneira, foram estudados os seguintes cenários reológicos:

- Valor da retração preconizado no Eurocódigo 2, fazendo variar a fluência a 50%, 100% e 200% do valor médio da norma europeia – “Variação Fluência”;
- Valor médio da fluência recomendado na norma europeia, alterando a retração para valores de 50%, 100% e 200% do preconizado – “Variação Retração”.

Para introduzir a variabilidade do comportamento diferido do betão, o *software* de cálculo automático Evolution dispõe da funcionalidade de alteração das leis constitutivas dos materiais através da introdução de coeficientes de ajuste. Esses fatores permitem alterar a proporcionalidade da resposta do elemento aos fenómenos reológicos, ao afetar as expressões de cálculo da extensão de retração por secagem e autogénea, e o coeficiente de fluência que permite determinar a deformação por fluência do betão. Os coeficientes são respetivamente, $C_{\varepsilon cd,0}$, $C_{\varepsilon ca,\infty}$ e $C_{\varphi 0}$. Assim, para obter uma resposta com 50% e 200% do valor teórico recomendado pelo EC2, basta considerar os fatores iguais a, respetivamente, 0.5 e 2.0.

De forma a analisar a influência da idade dos elementos pré-fabricados e data de aplicação do pré-esforço na resposta estrutural a “tempo infinito”, nos parâmetros anteriormente enumerados, foram estudadas quatro situações adicionais segundas as quais se fez variar a idade com que os elementos pré-fabricados são instalados em obra, e a data de aplicação da força de pré-esforço. Assim, foram introduzidos na plataforma Evolution as seguintes quatro versões do modelo base, obtidas através da alteração da lei reológica do betão que constitui os elementos pré-fabricados, e alterando a escala temporal exposta no Quadro 5.5:

- Dois modelos em que os elementos pré-fabricados são instalados com uma idade igual a 180 dias, diferindo a data de aplicação da força de pré-esforço após a betonagem da laje, um modelo aos 7 dias, e outro, aos 3 dias;
- Dois modelos cujos elementos pré-fabricados são instalados com 60 dias de idade, e a aplicação da força de pré-esforço se dá 7 ou 3 dias logo depois da betonagem da laje.

5.5.1. VARIAÇÃO DAS LEIS REOLÓGICAS DO BETÃO

O Gráfico 5.11 representa a tensão na fibra menos comprimida de betão a “tempo infinito”, na combinação quase-permanente de ações. Numa primeira análise constata-se que a condição de descompressão do betão para a reologia preconizada no EC2 (100% Retração e 100% Fluência) não é verificada. Atentando no gráfico conclui-se que as tensões instaladas são extremamente sensíveis a variações dos fenómenos de retração e fluência. Quanto mais gravosa é a reologia considerada, mais penalizante é a distribuição de tensões na fibra superior, sendo o cenário em que se considera 200% da retração, o mais desfavorável em termos de perda da compressão.

Um aumento do valor médio da retração em 100% implica uma perda da tensão de compressão do betão igual a de 3035 *kPa*, valor esse bastante elevado, e que indica que estas variações reológicas devem ser devidamente analisadas em situação de projeto.

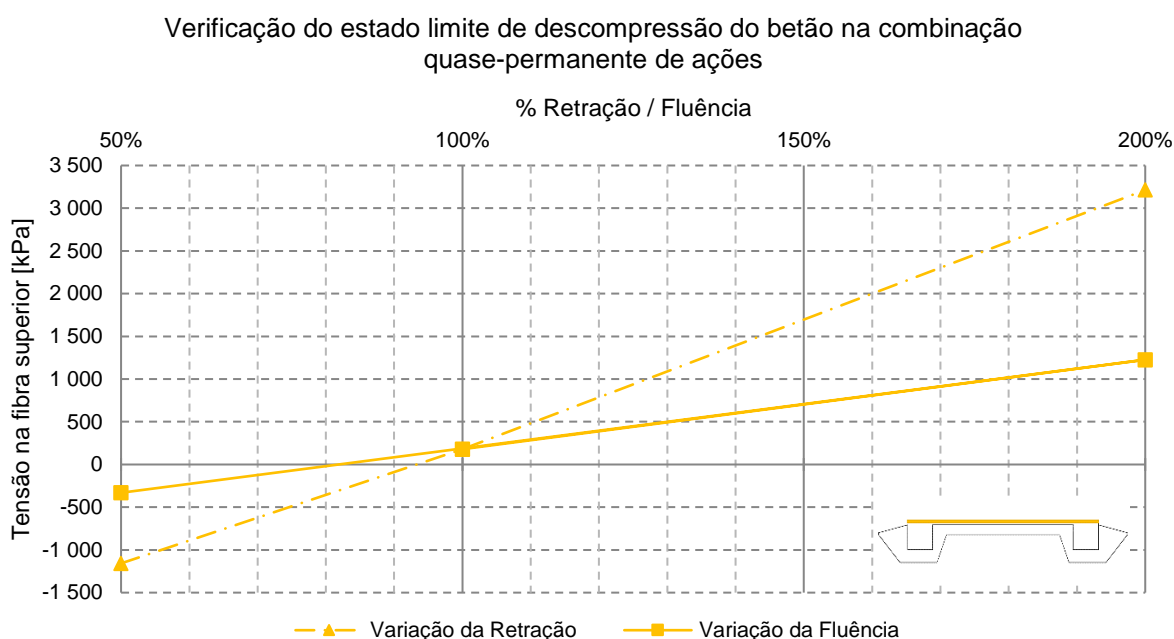


Gráfico 5.11 - Tensão instalada na fibra superior na combinação quase-permanente de ações em função das reologias consideradas, a “tempo infinito” (10029 dias após o início da obra)

Por sua vez, o Gráfico 5.12 representa a variação do deslocamento vertical a meio vão para os vários cenários reológicos considerados, logo após término da obra, “ t_0 ”, e a tempo infinito, “ t_{Infinito} ”. Os cenários de aumento da reologia preconizada no EC2 conduzem, a par da diminuição da compressão do betão indicada no Gráfico 5.11, a uma diminuição da flecha.

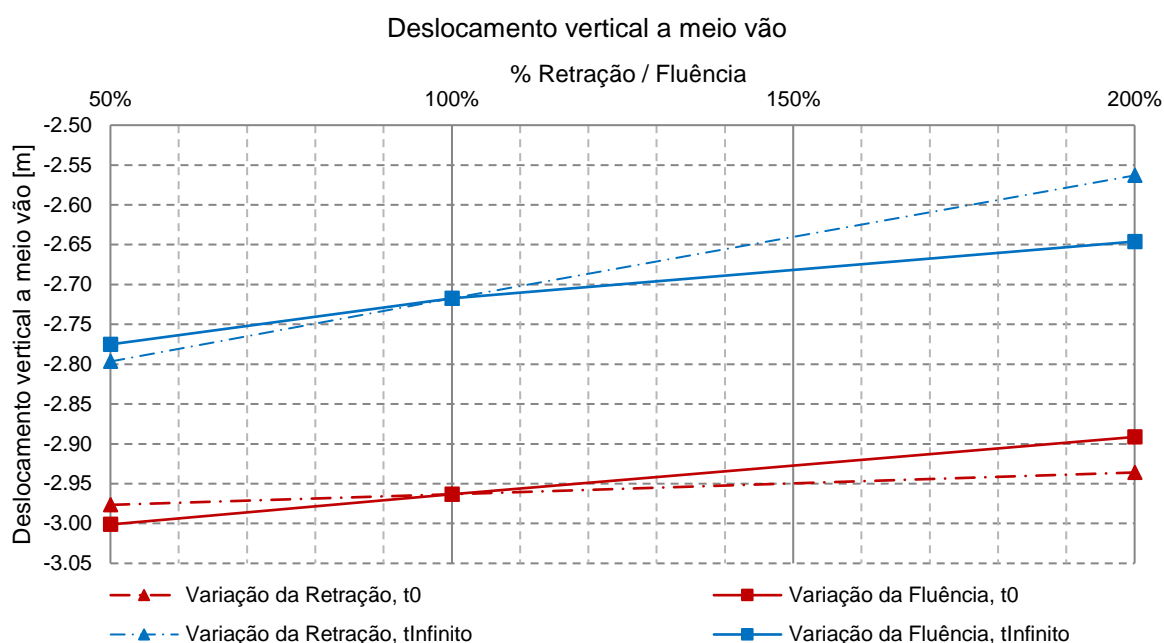


Gráfico 5.12 - Flecha em funções das reologias consideradas, logo após a ponte entrar em funcionamento, t_0 (29 dias após o início dos trabalhos), e a t_{∞} (10000 dias após o término da obra)

5.5.2. VARIAÇÃO DA IDADE DOS ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS E DATA DE APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

No Quadro 5.12 apresentam-se os resultados obtidos ao variar a data de aplicação do pré-esforço e idade dos elementos pré-fabricados de betão. Numa primeira análise constata-se que a diferença entre os resultados dos vários modelos é pouco acentuada. Concluiu-se assim que, para o comportamento desta estrutura não é especialmente relevante qualquer variação nos tempos realmente gastos no seu processo construtivo.

Quadro 5.12 - Resultados obtidos ao variar a idade dos elementos pré-fabricados e a data de aplicação do pré-esforço

Idade dos elementos pré-fabricados	Data de aplicação do pré-esforço	Tensão na fibra superior na CQP ¹⁾ [kPa]	Flecha [m]	
			t_0	t_{∞}
180 dias	7 dias	252.2	-2.969	-2.717
180 dias	3 dias	190.4	-2.992	-2.719
60 dias	7 dias	70.3	-2.959	-2.693
60 dias	3 dias	9.1	-2.984	-2.694

¹⁾Combinação quase-permanente de ações

6

EXEMPLO DE APLICAÇÃO

6.1. INTRODUÇÃO

Conforme referido no Capítulo 1, a utilização do sistema estrutural *stress ribbon* em pontes pedonais tem vindo a crescer ao longo dos anos. Apesar de a sua composição geométrica ser bastante mais simples comparativamente a uma ponte corrente, os fenómenos a que o sistema estrutural em análise se encontra sujeito, não só durante a fase construtiva, mas também ao longo da sua vida útil, diferem das estruturas correntes e carecem de estudos especializados como foi demonstrado ao longo desta dissertação. Neste contexto, justifica-se a opção de incluir, neste trabalho, a aplicação do sistema estrutural do tipo banda tensionada a um caso concreto, para o qual se desenvolverá a fase de estudo prévio e se recorrerá à sua modelação numérica na plataforma Evolution, descrita e avaliada no Capítulo 4, “*Software Evolution*”.

O exemplo de aplicação deste trabalho será o pré-dimensionamento e análise de uma passagem superior pedonal do tipo banda tensionada sobre o Vale de Massarelos e a rua de D. Pedro V, localizada na cidade do Porto, proposta no âmbito da iniciativa *Porto 2001* (Figura 6.1). Esta ponte, denominada de ponte pedonal dos “Caminhos do Romântico”, pretende ligar o polo universitário à zona de Vilar, permitindo a turistas e estudantes “*caminhar ou pedalar, desfrutando da paisagem do Douro, até ao Palácio de Cristal, à Biblioteca de Almeida Garrett, à Casa Tait, ao Museu Romântico e ao Solar do Vinho do Porto*” [22].

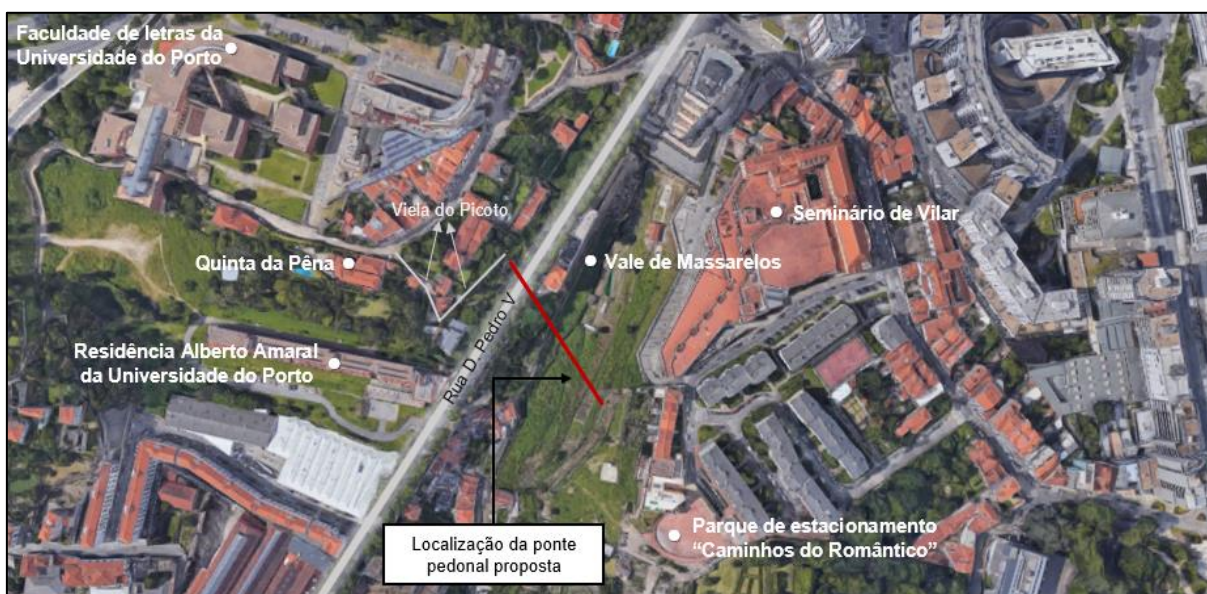


Figura 6.1 - Traçado sugerido para a ponte (Adaptado de [23])

No âmbito da iniciativa *Porto 2001* foi elaborado o projeto de uma ponte em viga caixão com um vão de cerca de 80 m suspenso por um arco inclinado (Figura 6.2). Este trabalho foi realizado pelo Professor Doutor António Reis que, apesar de ser uma estrutura notória, a sua dimensão e a necessidade de pilares intermédios, tornam-na numa estrutura menos apelativa em termos construtivos para o local. Como tal, propõe-se neste trabalho a construção de uma ponte *stress ribbon* em substituição do projeto anterior. Esta proposta vai ao encontro das características do local, uma vez que se baseia numa ponte de vão único, sem pilares intermédios, e, para além disso, é um sistema bastante esbelto que se enquadra na envolvente, com um impacto mínimo em termos visuais.

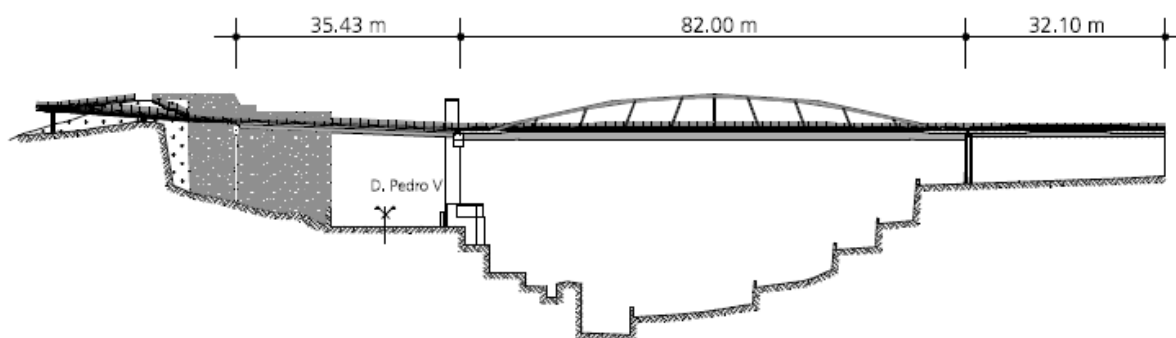


Figura 6.2 - Ponte pedonal proposta no âmbito da iniciativa *Porto 2001* [24]

6.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL

A presente proposta de ponte pedonal tem como objetivo a travessia de um vale e de uma via municipal. Uma das principais vantagens do uso do sistema estrutural *stress ribbon* no local em questão prende-se com o mínimo impacto que a estrutura tem em termos visuais dada a sua esbelteza. A construção de uma ponte que atravessa um vale pode, por vezes, tornar-se difícil quando é necessário escorar a mesma. Desse inconveniente, surge mais uma vantagem da utilização do sistema estrutural naquele local, uma vez que podem não ser necessárias estruturas provisórias de apoio quando se recorre a elementos pré-fabricados de betão para formarem o tabuleiro, como referido na subsecção 2.2.1., “Procedimento construtivo”.

A travessia de uma via municipal é uma condicionante que deve ser tida em conta de forma a que o tráfego rodoviário nessa via não seja perturbado pela estrutura a projetar. Para tal devem ser respeitadas as cotas livres regulamentares acima do nível do pavimento. Para além do respeito do *gabarit* mínimo, é necessário verificar ainda que as inclinações atingidas pelo tabuleiro respeitem as normas vigentes de acessibilidade, garantindo o conforto de todos os utilizadores e o acesso a deficientes físicos. Uma outra condicionante do uso deste sistema estrutural são as condições topográficas dos encontros. Dada a ordem de grandeza das forças horizontais que devem ser ancoradas nos encontros, tanto a sua conceção estrutural como as verificações da sua capacidade resistente são assuntos de grande relevância, no entanto esta análise não faz parte do âmbito deste trabalho.

6.2.1. LEGISLAÇÃO A RESPEITAR

O conhecimento da legislação em vigor é obrigatório para a definição da geometria da estrutura. No Artigo 57.º do Regulamento Geral de Estradas e Caminhos Municipais [25] é imposto o *gabarit* mínimo a respeitar em atravessamentos sobre vias municipais, definindo que,

“Os atravessamentos sobre as vias municipais por conduções aéreas ou obras de qualquer natureza não poderão ser estabelecidos ou reconstruídos a altura inferior a 5 m, a contar do nível do pavimento (...)”

Fica assim definido que o *gabarit* mínimo exigido na travessia da rua D. Pedro V deve respeitar os 5 m.

Relativamente às normas de acessibilidade dos espaços públicos, na subsecção 2.2.4. do presente trabalho, “Relação admissível entre flecha e desenvolvimento longitudinal da estrutura”, define-se que o rácio entre flecha máxima e desenvolvimento longitudinal deve ser igual a 1/50 quando é imposta uma inclinação longitudinal média da estrutura de 4%, o que corresponde a uma inclinação máxima igual a 8%. Contudo, de acordo com o Decreto-Lei nº 123/97 [26] em território português a inclinação máxima de passagens de peões desniveladas não deve ultrapassar os 6%, o que corresponde a uma razão entre flecha e desenvolvimento longitudinal de 0.015. Todavia, tendo conhecimento de que para o mesmo carregamento, menor flecha implica maior força de solicitação dos apoios e que, é prática comum de projeto de pontes do tipo *stress ribbon* admitir um rácio entre flecha e vão igual a 1/50, para este projeto tentar-se-ia chegar ao diálogo com as autoridades competentes para que se admitisse uma inclinação longitudinal máxima de 8%, limitada a uma extensão muito reduzida junto aos encontros.

6.2.2. CONDIÇÕES TOPOGRÁFICAS, IMPLANTAÇÃO E DIMENSÕES PRINCIPAIS

Na definição da localização dos encontros da ponte deve-se verificar as condições topográficas existentes, bem como as questões de acessibilidade à estrutura e que melhor permitem à população tirar partido da sua existência. Por outro lado, o respeito do *gabarit* mínimo na travessia da ponte D. Pedro V e o rácio entre flecha e desenvolvimento longitudinal devem ser aspetos relevantes para determinação das posições dos encontros. Como tal, fazendo uso das condições atuais existentes na envolvente definiu-se a localização dos apoios da ponte.

A solução proposta consiste em partir da Viela do Picoto até ao parque de estacionamento “Caminhos do Romântico”, atravessando a Rua D. Pedro V e o Vale de Massarelos. Na busca da melhor localização da ponte que crie um equilíbrio entre desnível entre encontros e menor desenvolvimento longitudinal, pela consulta das cartas topográficas da cidade do Porto (disponível em anexo) conclui-se que o encontro da zona de Vilar deve estar à cota 47.35 m e o encontro que parte da Viela do Picoto (e que dá acesso ao polo universitário) deve localizar-se à cota 41.46 m. Nas Figuras 6.3 e 6.4 são apresentadas as localizações esquemáticas dos encontros.

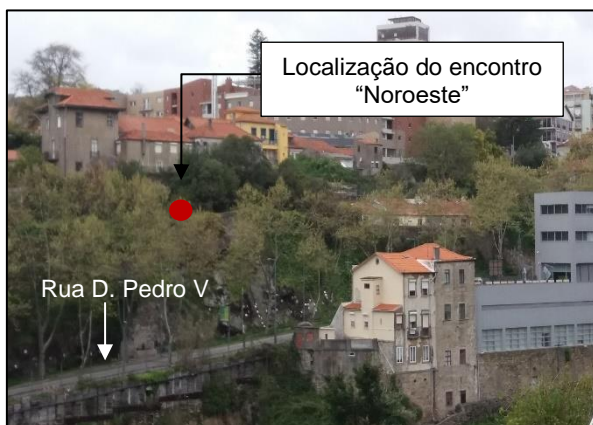


Figura 6.3 - Localização do encontro na zona do polo universitário

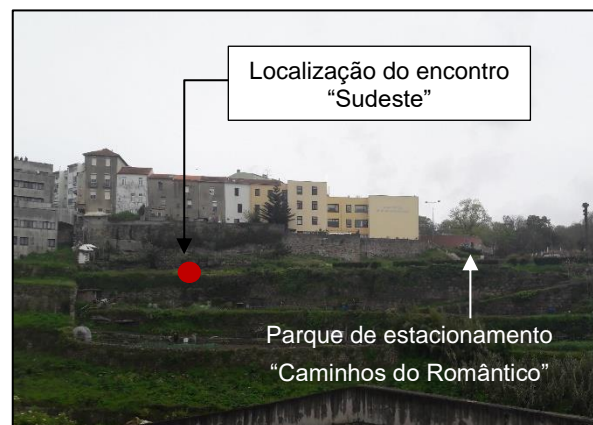


Figura 6.4 - Localização do encontro na zona de Vilar

Destaca-se ainda a existência na rua D. Pedro V de uma escadaria (ver Figura 6.5) que dá acesso à Viela do Picoto (indicada na Figura 6.1) e, portanto, permitiria o acesso à ponte proposta através dessa via.

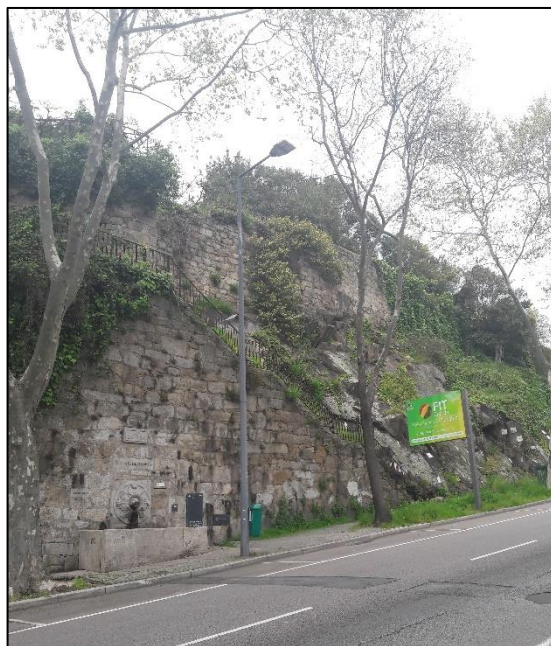


Figura 6.5 - Escadaria existente na rua D. Pedro V

Depois de definida a localização da ponte é possível fazer um levantamento das cotas topográficas e assim definir o traçado da ponte em perfil. Na Figura 6.6 apresenta-se o perfil topográfico obtido a partir da análise da planta topográfica, disponível no "ANEXO A.1".

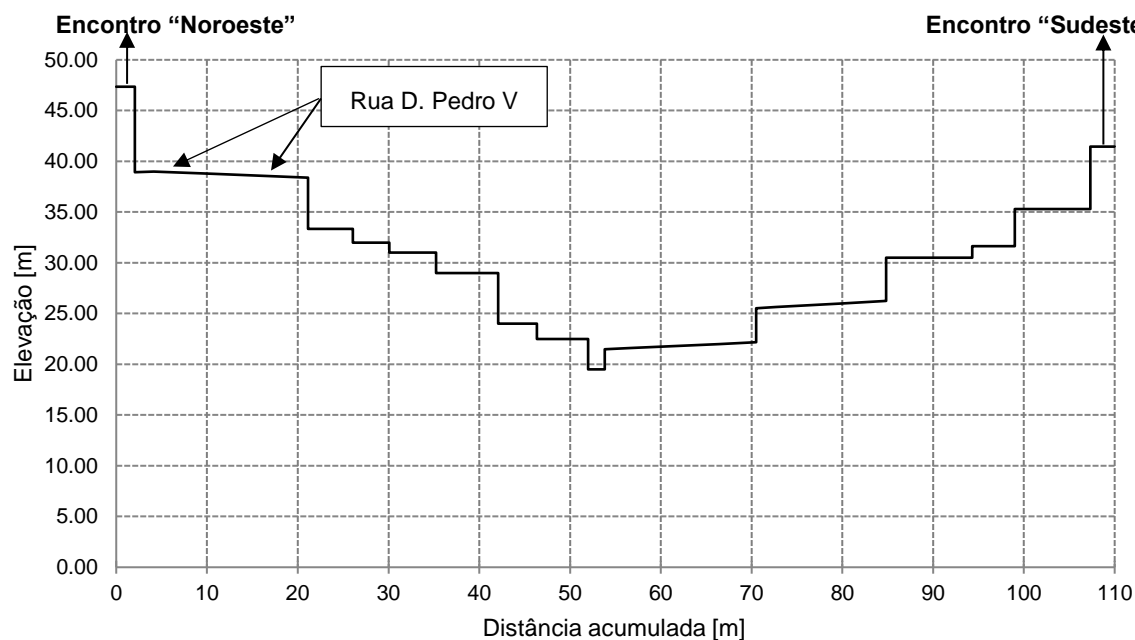


Figura 6.6 - Perfil topográfico

Tendo presente que a relação entre flecha e vão da estrutura deverá rondar o valor de $1/50$, a um vão de 110 m corresponderá uma flecha de 2.2 m. Deste modo, tal como se apresenta na Figura 6.7, para uma flecha de 2.2 m, o *gabarit* mínimo é respeitado e admite o valor de 7.06 m. Como se pode observar, o tabuleiro vence uma distância de 110 m e um desnível vertical igual a 5.89 m. Todavia, o desnível vertical entre apoios induz uma inclinação de cerca de 5% para além da inclinação máxima de 8% induzida pela flecha máxima a respeitar, o que perfaz uma inclinação máxima total do tabuleiro igual a 13%, fazendo com que esta opção seja impraticável.

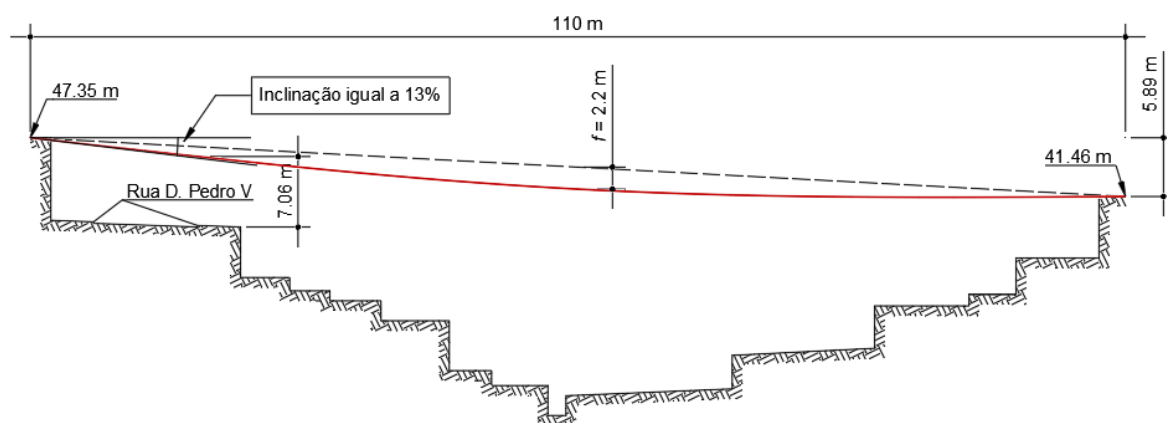


Figura 6.7 - Traçado longitudinal da ponte *stress ribbon* proposta

Para resolver o problema anterior, propõe-se a elevação da cota do encontro "Sudeste" da zona de Vilar (atualmente à cota 41.46 m) até à cota 47.35 m, conforme a Figura 6.8.

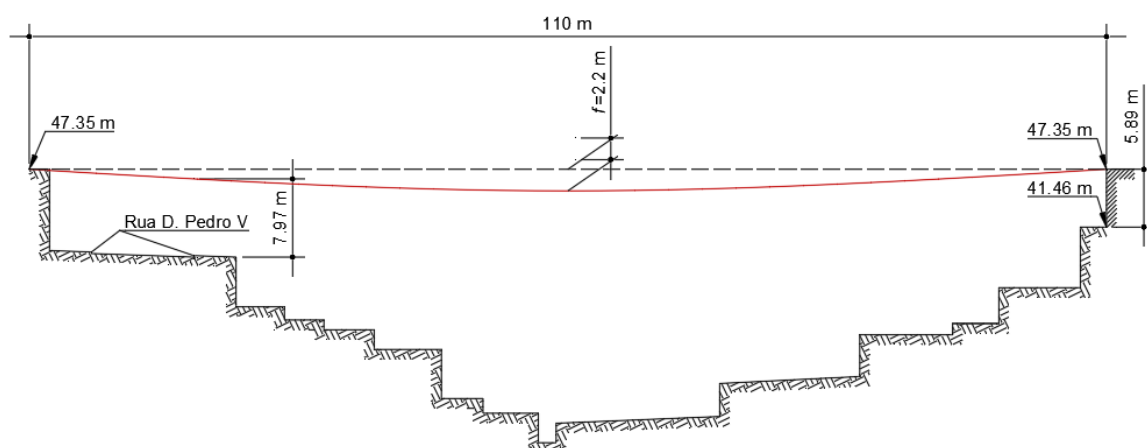


Figura 6.8 - Novo traçado longitudinal da ponte *stress ribbon* proposta

6.3. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL A ADOTAR

O emprego do sistema estrutural do tipo banda tensionada em pontes é mais vantajoso quando se recorre a elementos pré-fabricados de betão para formarem o tabuleiro. Para além disso, a existência de um vale inviabiliza a utilização de uma secção transversal moldada totalmente *in situ* com recurso a escoramento. Deste modo, para o caso de estudo a secção será formada por elementos pré-fabricados de betão e uma laje moldada *in situ*. Será ainda constituída por cabos de sustentação, e pré-esforçada por cabos adicionais aos de sustentação de carácter pós-tensionado.

6.3.1. SECÇÃO TRANSVERSAL

Existem inúmeras possibilidades de secções transversais a adotar para a conceção do tabuleiro do sistema estrutural em estudo estando algumas apresentadas na subsecção 2.2.3., "Secções transversais possíveis". Tratando-se de uma ponte pedonal e sendo expectável o seu uso também por ciclistas, é adotada uma largura total de 4.0 metros de forma a assegurar uma largura útil, designada na Figura 6.9 como W_2 , igual a 3.5 metros [5].

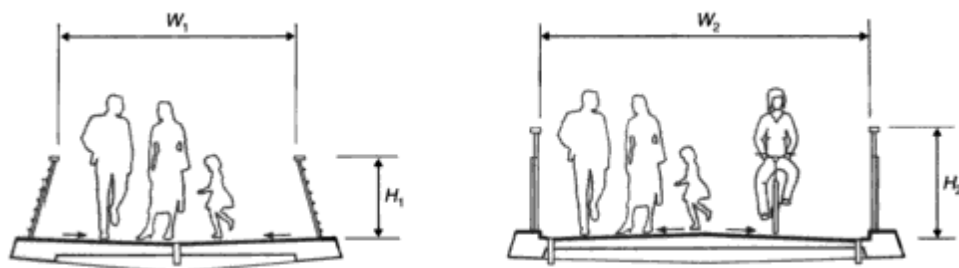


Figura 6.9 - Largura da secção transversal a adotar [5]

A secção transversal dos elementos pré-fabricados deve ter espaço suficiente para alojar os cabos de sustentação e os cabos de pré-esforço. Tratando-se apenas de um estudo prévio adota-se a secção transversal indicada na Figura 6.10. Os elementos pré-fabricados para além da secção transversal indicada na Figura 6.10, apresentam ainda um desenvolvimento longitudinal igual a 3 m, ocorrendo o acerto em termos de dimensões nas peças dos encontros que possuem um desenvolvimento longitudinal igual a 4 m. A secção é ainda formada por um acabamento betuminoso com uma inclinação transversal de 1% por questões de drenagem das águas pluviais.

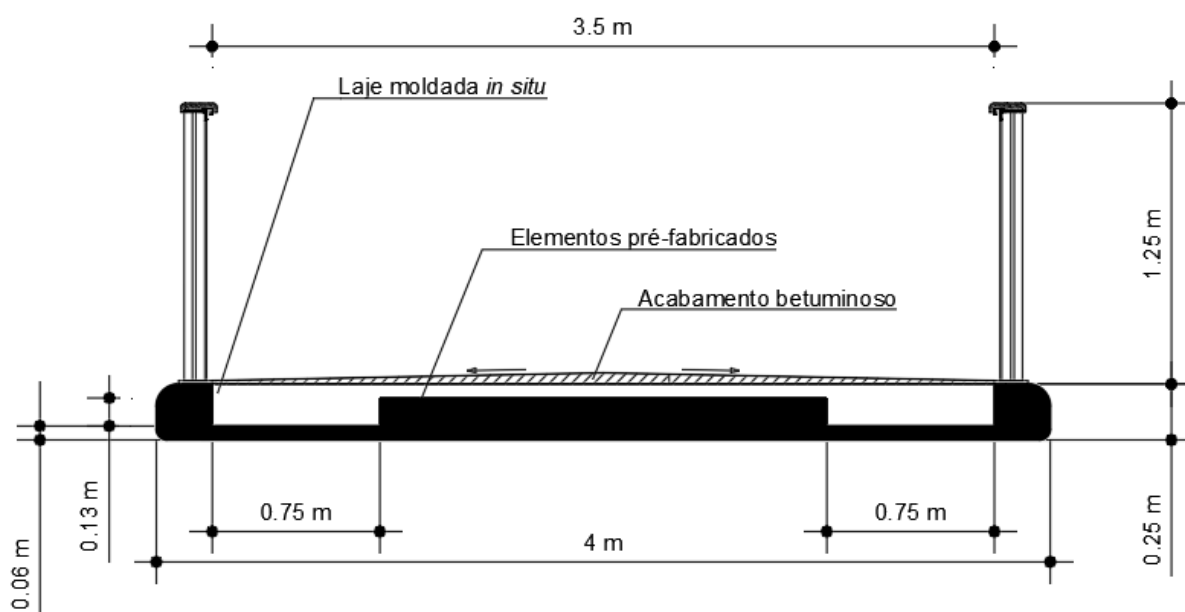


Figura 6.10 - Dimensões da seção transversal a adotar

6.3.2. MATERIAIS

Neste pré-dimensionamento considerou-se que o betão dos elementos pré-fabricados e da laje betonada *in situ* possuem uma classe de resistência C40/50. Já para o aço a utilizar nos cabos de sustentação e de pré-esforço optou-se pela classe 1860/1670. A data de aplicação do pré-esforço definiu-se aos 7 dias após a betonagem da laje e juntas.

Quadro 6.1 - Características a considerar para os elementos de betão

Betão	$E_{cm}(28 \text{ dias})$ [GPa]	$f_{cm}(28 \text{ dias})$ [MPa]	Humidade [%]	Idade betão dias	Classe cimento	Coefficiente Poisson
Elementos pré-fabricados	35	48	70	180 dias	N	0.2
Laje moldada <i>in situ</i>	35	48	70	0.1 dias	N	0.2

Quadro 6.2 - Características a considerar para os elementos de aço

Aço	f_{pk} [MPa]	$f_{p0.1k}$ [MPa]	Classe Relaxação
Cabos de sustentação	1860	1670	2
Cabos de pré-esforço	1860	1670	2

6.4. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

Antes de proceder ao pré-dimensionamento dos cabos de sustentação e de pré-esforço é necessário definir as cargas a que a estrutura estará sujeita no decurso do processo construtivo e ao longo da fase de serviço. As ações consideradas relevantes para a análise da estrutura foram as ações permanentes, as sobrecargas de utilização e as variações de temperatura uniforme e diferencial. As ações classificadas como ações naturais (sismos, vento, entre outras) e as ações acidentais (explosões, entre outros), estabelecidas no Eurocódigo 1 – Parte 2 [27], não foram consideradas, contudo, numa situação real de projeto devem ser contabilizadas e analisado o seu efeito na estrutura.

Nas ações permanentes incluem-se o peso próprio da estrutura e as restantes cargas permanentes, que por sua vez são constituídas pelo peso dos guarda-corpos e acabamento do tabuleiro. Desta forma, tendo conhecimento das dimensões da secção transversal adotada e do peso volúmico do betão e aço para pré-esforço definido na parte 1-1 do Eurocódigo 1 – Ações em estruturas [28], é possível determinar o peso próprio para pré-dimensionamento. Para o peso dos guarda-corpos considera-se uma carga distribuída longitudinalmente igual a 1.5 kN/m/guarda e um acabamento betuminoso do tabuleiro com espessura igual a 5 cm . No Quadro 6.3 apresentam-se os valores obtidos para as cargas distribuídas verticais, aplicadas longitudinalmente, a considerar para pré-dimensionamento.

Quadro 6.3 - Determinação das cargas distribuídas verticais referentes às ações permanentes

Ações permanentes		Área [m^2]	γ [kN/m^3]	g_k [kN/m]
Peso próprio	Elementos pré-fabricados de betão	0.5884	25.0	14.71
	Laje betonada <i>in situ</i>	0.4063	25.0	10.16
	Cabos de sustentação	A determinar	77.0	-
RCP	Acabamento betuminoso	0.1138	24.0	2.73
	Guarda-corpos	-	-	3.0

Na definição da sobrecarga o Eurocódigo 1 – Parte 2 [27] apresenta a expressão (6.1.) para determinação da carga distribuída vertical a aplicar na zona mais desfavorável da estrutura, longitudinal e transversalmente. Neste exemplo, para um desenvolvimento longitudinal igual a 110 m , corresponde uma carga de valor 2.86 kN/m^2 . Por se entender que é um valor reduzido para o caso em estudo, considera-se a sobrecarga de utilização igual a 4 kN/m^2 , a aplicar nos 3.5 m de largura útil da secção transversal.

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2; 2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5 \text{ kN/m}^2 \quad (6.1.)$$

Onde,

q_{fk} Valor característico da carga distribuída vertical [kN/m^2]

L Comprimento carregado [m]

O EC1 - Parte 2, para além da sobrecarga distribuída vertical, indica ainda um outro caso de sobrecarga vertical, uma carga concentrada igual a 10 kN a aplicar numa superfície quadrada de 0.10 m de lado. Contudo, esta força não é considerada relevante para o cálculo, pois, dadas as dimensões da estrutura, o seu efeito é insignificante, comparativamente com o da carga vertical uniformemente distribuída. Na norma europeia é ainda definida uma sobrecarga de utilização horizontal que não é aplicada neste

trabalho, já que o objetivo do mesmo consiste na análise do comportamento da estrutura sob ações verticais.

Quadro 6.4 - Determinação da sobrecarga de utilização vertical

Ação	Largura útil [m]	q_{fk} [kN/m]
Sobrecarga de utilização	3.5	14.0

As ações térmicas em pontes encontram-se preconizada no Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-5 [29]. Estas ações térmicas são avaliadas através da variação uniforme e da variação diferencial de temperatura. As variações uniformes de temperatura atuam axialmente provocando uma variação de comprimento do tabuleiro. Esta alteração do comprimento acontece sem qualquer problema nas estruturas isostáticas, mas no caso de estruturas hiperestáticas existem impedimentos a essa deformação, o que produz esforços na estrutura. Os dois cenários que podem existir no efeito da temperatura são a contração máxima e a dilatação máxima na estrutura. A contração máxima e a dilatação máxima são determinadas a partir das expressões (6.2.) e (6.3.), respetivamente. No presente caso como a obra se localiza no concelho do Porto, consultando o anexo A e o anexo nacional da referida norma, a contração e dilatação máximas são dadas pelos valores apresentados no Quadro 6.5.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (6.2.)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (6.3.)$$

Em que,

$\Delta T_{N,con}$ Valor característico da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme de temperatura [°C]

$\Delta T_{N,exp}$ Valor característico da amplitude de dilatação máxima da componente da variação uniforme de temperatura [°C]

$T_{e,min}$ Componente da variação uniforme da temperatura mínima [°C]

$T_{e,max}$ Componente da variação uniforme da temperatura máxima [°C]

T_0 Temperatura inicial da ponte [°C]

Quadro 6.5– Determinação da variação uniforme de temperatura

T_0 [°C]	$T_{e,min}$ [°C]	$T_{e,max}$ [°C]	$\Delta T_{N,con}$ [°C]	$\Delta T_{N,exp}$ [°C]
15 ¹⁾	0 ²⁾	40 ²⁾	15	25

¹⁾ Valor retirado do anexo nacional do EC1, parte 1-5

²⁾ Valores definidos no anexo nacional segundo o zonamento térmico para o concelho do Porto

A variação diferencial de temperatura atua verticalmente na ponte e esta variação consiste no aquecimento e arrefecimento da superfície superior do tabuleiro, num determinado intervalo de tempo. O aquecimento provoca valores máximos positivos dessa variação diferencial (superfície superior mais quente), e o arrefecimento provoca valores máximos negativos (superfície inferior mais quente) dessa variação diferencial. Esta variação diferencial de temperatura não será considerada no pré-dimensionamento por simplificação de cálculo e por não ser relevante neste tipo de estruturas.

6.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Em pontes do tipo banda tensionada, em consequência da não linearidade geométrica característica do sistema estrutural, o princípio da sobreposição dos efeitos não é aplicável. Os esforços que resultam na estrutura são extremamente dependentes do faseamento construtivo e da ordem com que as cargas são aplicadas. Por esse motivo, ao efetuar o pré-dimensionamento, os esforços resultantes da aplicação de cada carga devem ser obtidos tendo em consideração o faseamento construtivo e o historial de cargas aplicadas, para que se possa proceder, posteriormente, à combinação de ações preconizadas na norma europeia. Claro está que o processo de dimensionamento é um processo iterativo e exigente.

As combinações de ações consideradas no dimensionamento deste caso de estudo encontram-se descritas no Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas [21]. As combinações de ações característica, frequente e quase-permanente de ações para verificação da segurança em estado limite de utilização são apresentadas, respetivamente, pelas equações (6.4.), (6.5.) e (6.6.).

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.4.)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.5.)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.6.)$$

Em que,

$G_{k,j}$ Valor característico da ação permanente j

P Valor representativo da ação do pré-esforço

$Q_{k,1}$ Valor característico da ação variável de base

$Q_{k,i}$ Valor característico à ação variável i

$\psi_{0,i}$ Coeficiente para determinação do valor característico da ação variável i

$\psi_{1,1}$ Coeficiente para determinação do valor frequente da ação variável de base

$\psi_{2,i}$ Coeficiente para determinação do valor frequente e quase-permanente da ação variável i

Consultando o Anexo A2 do Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas, relativo às bases de projeto de aplicação a pontes, retira-se os valores dos coeficientes parciais correspondentes às ações em pontes pedonais indicados no Quadro 6.6.

Quadro 6.6 - Valores recomendados dos fatores ψ das ações variáveis para pontes pedonais

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de utilização	0.4	0.4	0
Temperatura	0.6	0.6	0.5

Na verificação da segurança em Estado Limite Último a combinação de ações para as situações de projeto persistentes ou transitórias encontram-se apresentadas no EC0 pela expressão (6.7.).

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.7.)$$

Onde,

$\gamma_{G,j}$ Coeficiente parcial da ação permanente j

γ_P Coeficiente parcial da ação do pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial da ação variável de base

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial da ação variável i

Os coeficientes parciais das ações são expostos no Anexo Nacional e no Anexo A2 do Eurocódigo 0, estando apresentados no Quadro 6.7.

Quadro 6.7 - Valores dos coeficientes parciais das ações [21]

Ações permanentes		Pré-esforço (Favorável) (γ_P)	Ação variável de base ($\gamma_{Q,1}$)	Ações variáveis acompanhantes ($\gamma_{Q,i}$)
Desfavoráveis	Favoráveis			
1.35	1.0	1.0	1.5 ¹⁾	1.5

¹⁾Para a ação referente à sobrecarga de utilização de pontes pedonais γ_Q deve ser igual a 1.35 (Anexo A2 do EC0)

6.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS

Contabilizadas as ações a que a estrutura estará sujeita tanto na fase de montagem como em serviço é possível proceder ao pré-dimensionamento dos cabos de sustentação e de pré-esforço. A existência de várias variáveis que influenciam o comportamento da estrutura, entre as quais, os efeitos diferidos, a temperatura e o faseamento construtivo, conjugadas com a não linearidade característica deste sistema estrutural, torna complexa a metodologia de pré-dimensionamento.

Apesar disso, as estruturas do tipo *stress ribbon* são dimensionadas como estruturas comuns de betão. Como tal, é razoável verificar todos os membros que constituem a estrutura como parcialmente pré-esforçados, e efetuar a verificação da largura máxima de fendas, da tensão nos cabos e armadura ordinária. Para além destas verificações é ainda importante efetuar a verificação da tensão máxima de compressão no betão, resultante da força de pré-esforço e de outras ações que atuem no momento de aplicação do pré-esforço, de forma a evitar o esmagamento do betão ou o aparecimento de fendilhação longitudinal [5].

Para o pré-dimensionamento em Estado Limite de Utilização tomar-se-á, por simplificação, os esforços obtidos a meio vão da estrutura, apesar de se ter conhecimento que os esforços normais são ligeiramente maiores na zona dos apoios. Não será efetuado o cálculo da região dos apoios em que os momentos são consideráveis. A secção dos apoios deve ser alvo de um estudo particular que não será realizado nesta dissertação pois não faz parte dos objetivos da mesma.

Relativamente à tensão máxima a aplicar aos cabos não existe concordância entre autores. De acordo com Strasky [5], uma vez que a tensão na banda pré-esforçada se encontra dentro dos limites da tensão atingida pelas estruturas pré-esforçadas correntes, os cabos de sustentação e de pré-esforço devem ser calculados como outros quaisquer cabos de pré-esforço de acordo com a norma nacional vigente. Este autor refere ainda que, usualmente, limita a tensão a 70% e 60% da tensão máxima à tração dos cabos, para cabos aderentes e não-aderentes, respetivamente. Isto é, limita a tensão máxima de serviço dos cabos de sustentação (cabos não-aderentes) a $0.6 \cdot f_{pk}$, e $0.7 \cdot f_{pk}$ para os cabos de pré-esforço (cabos

injetados com calda de cimento). O mesmo não referem Del Arco e Bongoechea [14], que indicam que a tensão máxima de serviço dos cabos de pré-esforço não deve ultrapassar os 60% de f_{pk} , e aconselham que a tensão nos cabos de sustentação deve ser limitada a 40% da tensão máxima à tração do aço que os constituiu, para diminuir os efeitos provocados pela relaxação e fadiga do aço.

Contudo, após o estudo da sensibilidade perante os efeitos diferidos realizado no Capítulo 5, concluiu-se que o efeito da relaxação dos cabos na resposta da estrutura a “tempo infinito” apresenta uma contribuição diminuta. Por outro lado, convém recordar que neste tipo de pontes, os esforços provocados por acréscimos de carga não são totalmente absorvidos pelos cabos, ficando estes sujeitos a variações de tensão menores do que a grandeza da variação das solicitações, uma vez que os carregamentos adicionais provocam também aumentos da flecha. Fica assim explicado o motivo da possibilidade de uso de uma tensão relativamente elevada em serviço. Por este motivo, adota-se a proposta de Strasky [5], autor de referência no projeto e realização de pontes do tipo *stress ribbon*, e toma-se como condição de pré-dimensionamento dos cabos de sustentação e de pré-esforço que a sua tensão em condições de serviço, na combinação quase-permanente de ações, não deve ultrapassar os valores das equações (6.8.) e (6.9.).

$$\sigma_{sus} = 0.6 \cdot f_{pk} \quad (6.8.)$$

$$\sigma_p = 0.7 \cdot f_{pk} \quad (6.9.)$$

Onde,

σ_p Tensão na armadura dos cabos de pré-esforço em condições de serviço [kPa]

σ_{sus} Tensão na armadura dos cabos de sustentação em condições de serviço [kPa]

f_{pk} Resistência característica à tração do aço [kPa]

Definidas as tensões máximas que devem ser admitidas para o pré-dimensionamento dos cabos passa-se aos cálculos. O primeiro cálculo a efetuar é o pré-dimensionamento dos cabos de sustentação. Para tal, torna-se necessário compreender as cargas a que os mesmos estarão sujeitos ao longo do processo construtivo. A tensão na estrutura durante a montagem e a força que é necessário aplicar aos cabos de sustentação são determinadas simulando uma “desmontagem” progressiva da estrutura. Após a colocação dos elementos pré-fabricados e laje moldada *in situ*, o pré-esforço é aplicado aos cabos adicionais aos de sustentação, denominados de cabos de pré-esforço, reduzindo a força de tração nos cabos de sustentação e comprimindo o betão. Consequentemente, a situação crítica para dimensionamento dos mesmos é a fase inicial do processo construtivo. Os cabos de sustentação têm assim de ser capazes de suportar o peso próprio dos elementos pré-fabricados, laje moldada *in situ*, bem como o seu peso próprio, que será admitido como uma carga distribuída longitudinalmente igual a 1 kN/m para o cálculo inicial.

Para pré-dimensionamento dos cabos de sustentação é necessário definir-se ainda a “flecha inicial” da estrutura antes da aplicação do pré-esforço. A “flecha inicial” determina a magnitude da força que é necessário aplicar aos cabos de sustentação e pré-esforço e, por conseguinte, a quantidade de aço de alta resistência a empregar. Por um lado, maior flecha implica menor força nos cabos de sustentação e pré-esforço e menor área de aço, mas por outro, diminui o conforto dos utilizadores. Deste modo, sabendo que a flecha não deverá ultrapassar o valor de 1/50, conforme definido em 6.2.1, “Legislação a respeitar”, e que, aquando da introdução do pré-esforço e a tempo infinito, devido aos efeitos reológicos dos materiais que constituem a estrutura é expectável também que a flecha diminua (conforme exposto na subsecção 5.4 do presente trabalho), fixa-se para o cálculo da área dos cabos de sustentação uma razão entre flecha e vão o valor de 1/50. Note-se que esta flecha é somente um ponto de partida para o cálculo e terá de ser verificada para a situação crítica de serviço.

Posto isto, o cálculo dos cabos de sustentação é apresentado a seguir. Por equilíbrio, a componente horizontal do esforço axial instalado ao longo do vão apresenta um valor constante e é obtida a partir da expressão (6.10.).

$$H_{ed}^{sus} = \frac{p_{ed} \cdot L^2}{8 \cdot f} \quad (6.10.)$$

Em que,

H_{ed}^{sus} Valor de cálculo da componente horizontal do esforço dos cabos de sustentação [kN]

p_{ed} Valor de cálculo dos esforços atuantes [kN/m]

L Vão [m]

f Flecha [m]

Assim, sabendo que nos apoios é onde o esforço axial no cabo é maior, pelo equilíbrio das forças é possível determinar a força vertical de solicitação dos apoios (expressão (6.11.)) e, por conseguinte, a força de tração que é necessário aplicar aos cabos de sustentação, T_{max} (expressão (6.12.)).

$$V_{ed} = \frac{p_{ed} \cdot L}{2} \quad (6.11.)$$

$$T_{max} = \sqrt{(H_{ed}^{sus})^2 + (V_{ed})^2} \quad (6.12.)$$

Estando definidas as fórmulas de determinação da força de tração a aplicar aos cabos de sustentação, é possível calcular a área necessária à verificação de segurança em Estado Limite Último e em Estado Limite de Utilização, recorrendo às expressões de cálculo do esforço atuante apresentadas anteriormente em 6.5, "Combinação de ações". Em Estado Limite Último a área necessária para os cabos de sustentação é dada pela expressão (6.13.). Já em serviço, como anteriormente discutido, a tensão no aço não deve ultrapassar os 60% da sua resistência característica à tração, f_{pk} , (fórmula (6.14.)).

$$\frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{T_{max}}{A_{sus}} \quad (6.13.)$$

$$0.6 \cdot f_{pk} = \frac{T_{max}}{A_{sus}} \quad (6.14.)$$

Sendo,

f_{pk} Valor característico da resistência à tração do aço dos cabos de sustentação [kPa]

γ_s Coeficiente parcial relativo ao aço de armaduras para pré-esforço para os estados limites últimos, igual a 1.15 (valor obtido no Quadro 2.1N do Eurocódigo 2 – Parte 1-1)

A_{sus} Área de aço dos cabos de sustentação [m²]

Conhecendo as características do aço dos cabos de sustentação apresentadas no Quadro 6.2 obtém-se uma área para os cabos de sustentação igual a 148.91 cm² para satisfazer as verificações em Estado Limite de Último e 159.88 cm² para garantir a segurança em Estado Limite de Utilização.

Quadro 6.8 - Cálculos intermédios de determinação da área dos cabos de sustentação

	L [m]	f [m]	p_{ed} [kN/m]	H_{ed}^{sus} [kN]	V_{ed} [kN]	T_{max} [kN]	A_{sus} [cm ²]
Estado Limite Último	110	2.2	34.92	24007.50	1920.60	24084.20	148.91
Estado Limite de Utilização			25.87	17785.63	1422.85	17842.45	159.88

Atendendo que se optou por usar quatro cabos de sustentação formados por cordões de 0.6", são necessários 29 cordões por cada cabo ($A_{sus} = 162.40 \text{ cm}^2$), conforme os cálculos do Quadro 6.9.

Quadro 6.9 - Cálculo do número de cordões por cada cabo de sustentação

A_{sus} [cm ²]	$A_p/\text{cordão}$ [cm ²]	Nº de cordões necessários/ Cabo de sustentação
159.88	1.4	29

6.6.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Determinada a área de pré-dimensionamento dos cabos de sustentação a introduzir no modelo é possível proceder à modelação numérica no *software* Evolution. O processo de modelação da ponte do exemplo de aplicação é análogo ao detalhado no subcapítulo 5.2, "Modelação numérica", para a ponte de *Redding*, à exceção da aplicação do pré-esforço que nesta fase inicial da análise não é introduzido. Dispensa-se, portanto, a descrição detalhada do modelo inserido na plataforma. De seguida, apresentam-se apenas alguns pormenores que diferem do modelo usado para estudo do caso real, entre os quais, secção transversal, número de elementos e operações gerais consideradas.

A modelação foi realizada no referencial XYZ, sendo a direção X coincidente com o eixo longitudinal da ponte, a direção Y transversal ao tabuleiro e a direção Z o eixo vertical. Foram utilizados 333 nós com espaçamentos de 1 m, agrupados em 327 elementos de viga com dois nós e um ponto de Gauss cada. O critério de convergência usado foi em termos de deslocamentos com uma tolerância admissível entre iterações de 0.1%. A discretização das fibras da secção transversal foi uma vez mais efetuada dando primazia à divisão das fibras na direção vertical, conforme apresentado na Figura 6.11.

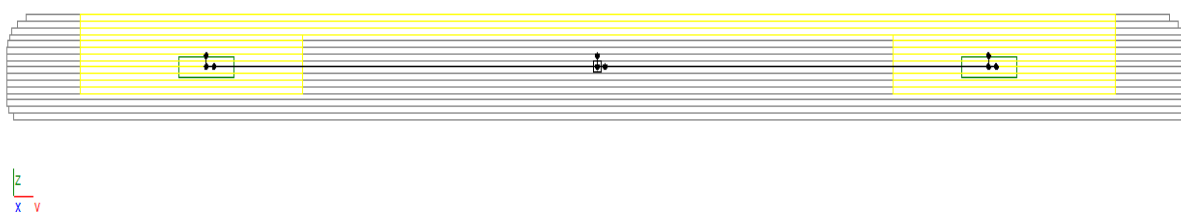


Figura 6.11 - Discretização da secção transversal por fibras

No Quadro 6.10 são expostas as operações gerais consideradas na modelação, bem como o planeamento temporal do procedimento construtivo introduzido no programa. Supõe-se que a construção da ponte tem a duração de 27 dias, e, com o intuito de avaliar o comportamento a tempo infinito, estuda-se o seu comportamento 10000 dias após o término da obra. No "ANEXO A.3" encontra-se a escala temporal

pormenorizada introduzida no modelo e os incrementos intercalares considerados para análise dos efeitos diferidos.

Quadro 6.10 - Operações gerais consideradas na modelação do caso de estudo

Designação da operação	Descrição da atividade	Planeamento temporal	
		Dias	Duração
PreEsforcoCabo/ PPCabo	Colocação dos cabos de sustentação e tensionamento dos mesmos	0	1
PPBetaoPreFabricado	Montagem dos elementos pré-fabricados sob os cabos de sustentação	1	12
PPBetaoInSitu	Betonagem da laje e juntas	13	0
IntroducaoBetao	Introdução das fibras de betão no modelo numérico	13	14
PreEsforcoBetao ¹⁾	Aplicação da tensão aos cabos de pré-esforço	-	-
RCP	Aplicação das restantes cargas permanentes	27	1
T0	Aplicação das cargas variáveis	28	0
EfeitosDiferidos	Verificação dos efeitos diferidos dos materiais que constituem a estrutura	28	9953

¹⁾Esta operação não é introduzida na fase inicial de pré-dimensionamento da área dos cabos de pré-esforço que se esclarece a seguir

Devido à não linearidade característica do sistema estrutural, o princípio da sobreposição dos efeitos não é aplicável, isto quer dizer que os esforços que ocorrem na estrutura dependem da geometria e do estado de tensão dos elementos do sistema. Assim sendo, o processo de cálculo da área dos cabos de pré-esforço não pode ser efetuado de uma vez só. É necessário recorrer a um processo iterativo até que todas as condições limite de serviço, a t_0 e a t_∞ , sejam controladas. Nesse contexto, para determinar os esforços instalados e deformação da estrutura para as condições de serviço, geraram-se seis versões do modelo base, desenvolvido no programa Evolution, para determinar os incrementos instantâneos devido à aplicação de forma separada de cada uma das cargas variáveis, para que posteriormente se possa proceder à combinação de ações:

- Dois modelos em que se introduziu a variação uniforme da temperatura, um com uma variação uniforme de temperatura negativa e outro com uma variação positiva, aplicadas logo após a entrada em serviço da estrutura, t_0 (28 dias após o início da obra);
- Dois modelos em que se introduziu a variação uniforme da temperatura, um cuja temperatura é de contração e outro de expansão, no incremento correspondente ao controlo da resposta da estrutura a "tempo infinito", t_∞ (10000 dias após o término da obra);
- Dois modelos nos quais a sobrecarga de utilização foi inserida, da mesma forma que nos quatro modelos anteriores, a t_0 e t_∞ .

A metodologia de pré-dimensionamento dos cabos de pré-esforço inicia-se com a determinação do esforço axial de tração que surge no betão logo após a entrada em serviço da ponte e a "tempo infinito" e que é necessário controlar através da introdução de armadura de pré-esforço. Em elementos de betão pré-esforçados com armadura aderente para uma classe de exposição XC4, ambiente "alternadamente

húmido e seco", o Eurocódigo 2 [18] recomenda que a força de pré-esforço deve ser determinada de forma a que não ocorram esforços de tração no betão a tempo infinito, ou seja, para que seja verificado o estado limite de descompressão para a combinação quase-permanente de ações. A norma europeia obriga igualmente, para o controlo da fendilhação no betão, que a abertura máxima de fendas sob a combinação frequente de ações não ultrapasse os 0.2 mm. Garantindo que a tensão no betão para a combinação frequente não ultrapassa o valor médio da tensão de rotura do betão à tração, f_{ctm} , respeita-se o limite de abertura de fendas imposto ao impedir a fendilhação.

Nesta fase inicial de cálculo da área necessária para os cabos de pré-esforço, despreza-se os momentos fletores que ocorrem a meio vão da estrutura. Toma-se esta simplificação porque, longe dos apoios, os momentos fletores neste tipo de sistemas são bastantes reduzidos comparativamente aos esforços axiais, ainda que agravem ligeiramente a quantidade de aço necessário. Numa verificação posterior das tensões que ocorrem no betão para as condições críticas de serviço, que será efetuada mais à frente, os momentos fletores são analisados.

Desta forma, tendo como referência as condições descritas nos dois parágrafos anteriores: o controlo da fendilhação, do estado limite de descompressão e a não consideração dos momentos fletores nesta fase precoce de dimensionamento, o pré-dimensionamento inicial da armadura de pré-esforço deve seguir as expressões (6.15.) e (6.16.) para as combinações frequente e quase-permanente de ações, respetivamente.

$$\sigma_c = \frac{-P_\infty + N_{betão}^{CF}}{A_{betão}} \leq f_{ctm} \quad (6.15.)$$

$$\sigma_c = \frac{-P_\infty + N_{betão}^{CQP}}{A_{betão}} \leq 0 \quad (6.16.)$$

Onde,

σ_c Tensão no betão [kPa]

P_∞ Força de pré-esforço aplicada na estrutura a tempo infinito [kN]

$N_{betão}^{CF}$ Esforço axial de cálculo no betão para a combinação frequente de ações [kN]

$N_{betão}^{CQP}$ Esforço axial de cálculo no betão para a combinação quase-permanente de ações [kN]

$A_{betão}$ Área de betão [m²]

f_{ctm} Tensão média de rotura à tração do betão [kPa]

No Quadro 6.11 apresentam-se os incrementos instantâneos dos esforços de tração que surgem no betão a meio vão, a t_0 e a t_∞ , após aplicação das restantes cargas permanentes e cargas variáveis, e que é necessário controlar através da introdução de pré-esforço por pós-tensão. Ao analisar os dados torna-se evidente que a consideração da componente de expansão máxima da temperatura, ou seja, a consideração de uma variação uniforme de temperatura positiva, provoca um desagravamento do estado de tração do betão. Deste modo, pode-se concluir que as ações que se devem considerar para o pré-dimensionamento do pré-esforço são as restantes cargas permanentes, sobrecarga de utilização e a variação uniforme de temperatura negativa.

Quadro 6.11 - Incrementos de esforço axial a controlar no betão com o recurso a armadura de pré-esforço

Ação	Incremento instantâneo [kN]	
RCP	3033.35	
Efeitos Diferidos ¹⁾	1294.36	
	t_0	t_∞
Sobrecarga	7150.43	7264.68
Variação uniforme de temperatura positiva	-647.88	-758.90
Variação uniforme de temperatura negativa	1374.55	1468.24

¹⁾Corresponde ao somatório dos incrementos instantâneos da operação nomeada no Quadro 6.10 como "EfeitosDiferidos"

Indicam-se no Quadro 6.12 os valores obtidos para a força que deve atuar nos cabos de pré-esforço a tempo infinito para verificação da abertura máxima de fendas imposta (combinação frequente) e do estado limite de descompressão (combinação quase-permanente de ações). Considerando os dados obtidos retira-se que a força a atuar nos cabos de pré-esforço a tempo infinito deve ser, pelo menos, $P_\infty = 3767.47 \text{ kN}$.

Quadro 6.12 - Dimensionamento do pré-esforço

Combinação		$N_{\text{betão}} [\text{kN}]$		$P_\infty [\text{kN}]$
		t_0	t_∞	
Frequente	Ação base: Sobrecarga	6580.79	6673.34	3191.89
	Ação base: Temperatura Negativa	3858.08	3914.29	
Quase-permanente		3720.62	3767.47	3767.47

Atentando no Quadro 6.12 infere-se que a sobrecarga como ação base da combinação frequente é a mais gravosa e que a verificação do estado limite de descompressão do betão é a situação mais condicionante de dimensionamento do pré-esforço.

Determinada a força de pré-esforço que deve atuar nos cabos a tempo infinito, é possível determinar a área necessária. Conforme definido no Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [18], a força aplicada à armadura de pré-esforço, P_{\max} , não deve exceder o valor definido na equação (6.17.). O mesmo regulamento limita ainda o valor da força de pré-esforço inicial, $P_{m0}(x)$, aplicada ao betão imediatamente após a tração e amarração das armaduras (expressão (6.19.)). No entanto, conforme o discutido em parágrafos anteriores, para este sistema estrutural limitar-se-á a tensão nas armaduras de pré-esforço na combinação quase-permanente de ações a 70% da tensão característica à tração, como apresentado na expressão (6.9.). Ao se impor aos cabos de pré-esforço uma tensão máxima em serviço de $0.7 \cdot f_{pk}$, não se ultrapassa os $0.75 \cdot f_{pk}$ limitado pelo EC2 pela fórmula (6.20.).

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (6.17.)$$

$$\sigma_{p,\max} = \min\{0.8 \cdot f_{pk}; 0.9 \cdot f_{p0.1k}\} \quad (6.18.)$$

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{p m0}(x) \quad (6.19.)$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0.75 \cdot f_{pk}; 0.85 \cdot f_{p0.1k}\} \quad (6.20.)$$

Em que,

- A_p Área da secção transversal da armadura de pré-esforço [m^2]
 $\sigma_{p,max}$ Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço [kPa]
 $\sigma_{pm0}(x)$ Tensão na armadura imediatamente após da aplicação do pré-esforço [kPa]
 $f_{p0.1k}$ Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% [kPa]

Recorrendo às expressões (6.9.), (6.17.) e (6.20.), e atendendo às características dos cabos de pré-esforço definidas no Quadro 6.2, estimando 5% de perdas instantâneas (já que o traçado é retilíneo não se esperam grandes perdas) e usando como aproximação da força de tração que aparece no betão a tempo infinito, o valor apresentado no Quadro 6.11, na linha "EfeitosDiferidos", 1294.36 kN, conclui-se que são necessários quatro cabos formados por 7 cordões de 0.6", conforme os cálculos apresentados nos Quadro 6.13 e Quadro 6.14. Refere-se que esta seria a solução aproximada caso a estrutura pré-esforçada fosse dita "corrente".

Quadro 6.13 - Cálculos intermédios de determinação da área dos cabos de pré-esforço

$P_{max}[kN]$	$0.8 \cdot f_{pk} [MPa]$	$0.9 \cdot f_{p0.1k} [MPa]$	$\sigma_{p,max} [MPa]$	$A_p[cm^2]$
5328.24	1488	1503	1488	35.8
$P_{m0}[kN]$	$0.7 \cdot f_{pk} [MPa]$	$0.85 \cdot f_{p0.1k} [MPa]$	$\sigma_{pm0}(x)[MPa]$	$A_p[cm^2]$
5061.83	1302	1419.5	1302	38.9

Quadro 6.14 - Cálculo do número de cordões por cabo de pré-esforço

$A_p [cm^2]$	$A_p/cordão [cm^2]$	Nº de cordões necessários/ Cabo
38.9	1.40	7

Após inserir os cabos de pré-esforço, no modelo numérico do Evolution, com a área igual à determinada anteriormente, depreende-se que, assim como concluído no subcapítulo 5.4.3, da presente dissertação, a força de pré-esforço introduzida não é totalmente absorvida pelo betão. Desta forma, inicia-se um processo iterativo, a que a cada iteração têm de ser processados 7 modelos (o modelo base em que não é aplicada qualquer carga variável e as seis versões anteriormente descritas). A cada cálculo que se inicia de aumento do número de cabos de pré-esforço (com o intuito de eliminar as trações que ocorrem no betão) e consequente diminuição do número de cabos de sustentação (e aumento da flecha "inicial" do processo construtivo), devem ser verificadas todas as condições limite de serviço em todos os elementos que constituem a estrutura, isto é:

- A tensão na fibra menos comprimida da secção de betão (fibra superior) verifique o estado limite de descompressão na combinação quase-permanente de ações, e o controlo da fendilhação para a combinação frequente (tendo como ação base, a sobrecarga);
- A tensão nas armaduras de pré-esforço em serviço não ultrapasse os $0.7 \cdot f_{pk}$. A tensão máxima nesses elementos ocorre logo após a entrada da estrutura em serviço, t_0 , com a atuação da sobrecarga de utilização e da temperatura máxima de contração, na combinação quase-permanente de ações;

- Para os cabos de sustentação a situação crítica de projeto acontece a t_0 (28 dias após o início da obra), quando atuam a sobrecarga e a temperatura máxima de contração, não devendo ultrapassar os 60% de f_{pk} na combinação quase-permanente de ações;
- A razão flecha/vão da estrutura não deve exceder em condições de serviço para uma combinação quase-permanente de ações o valor de 1/50, tal como discutido em 6.2.1, "Legislação a respeitar". O valor crítico da flecha em serviço na combinação quase-permanente é obtido logo após a entrada em serviço da estrutura, com a atuação da variação uniforme de temperatura positiva.

Decorrido o processo iterativo de procura da solução ótima que conduz à verificação das limitações expostas no parágrafo anterior e que devem ser cumpridas, obteve-se uma solução final formada por 4 cabos de sustentação de 22 cordões de 0.6" cada e 4 cabos de pré-esforço constituídos por 43 cordões de 0.6" cada. Nos Quadros 6.15 e Quadro 6.16 são apresentados os resultados obtidos para os cabos de sustentação, de pré-esforço e secção de betão nas combinações de serviço e a respetiva verificação.

Quadro 6.15 - Verificação da tensão em serviço na combinação quase-permanente de ações nos cabos de sustentação e de pré-esforço

Elemento	Tensão [kPa]	
	t_0	t_∞
Cabos de sustentação ¹⁾	1103976.7	1051048.6
	$\leq 0.6 \cdot f_{pk} \text{ (OK)!}$	
Cabos de pré-esforço ¹⁾	1285085.6	1218547.5
	$\leq 0.7 \cdot f_{pk} \text{ (OK)!}$	

¹⁾Com a atuação de uma variação uniforme de temperatura negativa (na combinação quase-permanente de ações a sobrecarga de utilização não é contabilizada uma vez que $\psi_2(\text{Sobrecarga})$ é igual a 0)

Quadro 6.16 - Verificação da tensão de serviço no betão

Elemento	Tensão [kPa]	
	t_0	t_∞
Combinação quase-permanente ¹⁾		
Fibra superior	-7807.4	-1.1
	$\leq 0 \text{ (OK)!}$	
Fibra inferior	-14509.2	-7905.4
	$\leq 0 \text{ (OK)!}$	
Combinação frequente ²⁾		
Fibra superior	-7301.6	2426.5
	$\leq f_{ctm} = 3500 \text{ kPa (OK)!}$	
Fibra inferior	-14003.3	-4941.0
	$\leq f_{ctm} = 3500 \text{ kPa (OK)!}$	

¹⁾Com a atuação de uma variação uniforme de temperatura negativa (na combinação quase-permanente de ações a sobrecarga de utilização não é contabilizada uma vez que $\psi_2(\text{Sobrecarga})$ é igual a 0)

²⁾Combinação cuja a ação de base é a sobrecarga e a acompanhante é a variação uniforme de temperatura negativa

Quadro 6.17 - Controlo da flecha na combinação quase-permanente de ações

Flecha [m]	
t_0	t_∞
-2.182 ¹⁾	-1.856 ¹⁾
$\leq \frac{f}{L} = \frac{1}{50} \text{ (OK)!}$	$\leq \frac{f}{L} = \frac{1}{50} \text{ (OK)!}$

¹⁾Com a atuação de uma variação uniforme de temperatura positiva

A fim de impedir a fendilhação longitudinal do betão no momento de aplicação do pré-esforço, o Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [18] aconselha a que a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço, deve ser limitada ao valor da expressão (6.21.).

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}(t) \quad (6.21.)$$

Sendo,

σ_c Tensão no betão no momento de aplicação do pré-esforço [kPa]

$f_{ck}(t)$ Valor característico da resistência à compressão do betão na idade t de aplicação do pré-esforço [kPa]

Utilizando as expressões disponíveis no EC2, cláusula 3.1.2.(6), de determinação da tensão de rotura do betão à compressão numa idade t , e sabendo que o pré-esforço é aplicado 7 dias após a betonagem da laje (considerando a uma temperatura igual a 20°C) e admitindo que é usado um cimento de classe N, é possível determinar $f_{ck}(t = 7 \text{ dias})$ da laje betonada *in situ* e verificar se a tensão limite de compressão no momento de aplicação do pré-esforço é controlado. Os resultados obtidos encontram-se apresentados no Quadro 6.18 e verifica-se o controlo da tensão de compressão no betão da estrutura resultante da aplicação do pré-esforço.

Quadro 6.18 - Verificação da tensão de compressão do betão no momento de aplicação do pré-esforço

Betão	Tensão no betão resultante da aplicação do pré-esforço [kPa]
Fibra superior	-15135.2
	$\leq 0.6 \cdot f_{ck}(t = 7 \text{ dias}) = 17629.46 \text{ kPa (OK)!}$
Fibra inferior	-20552.6
	$\leq 0.6 \cdot f_{ck}(t = 187 \text{ dias}) = 0.6 \cdot f_{ck}(t = 28 \text{ dias}) = 24000 \text{ kPa (OK)!}$

6.7. CONCLUSÃO

A solução final obtida para os cabos de sustentação e de pré-esforço verifica todas as condições impostas pela norma europeia e as recomendações de limitação das tensões máximas admitidas nos cabos para este sistema estrutural em particular. Fica assim definida uma solução de 4 cabos de sustentação de 22 cordões de 0.6" cada e 4 cabos de pré-esforço constituídos por 43 cordões de 0.6" cada, cuja secção transversal se apresenta na Figura 6.12.

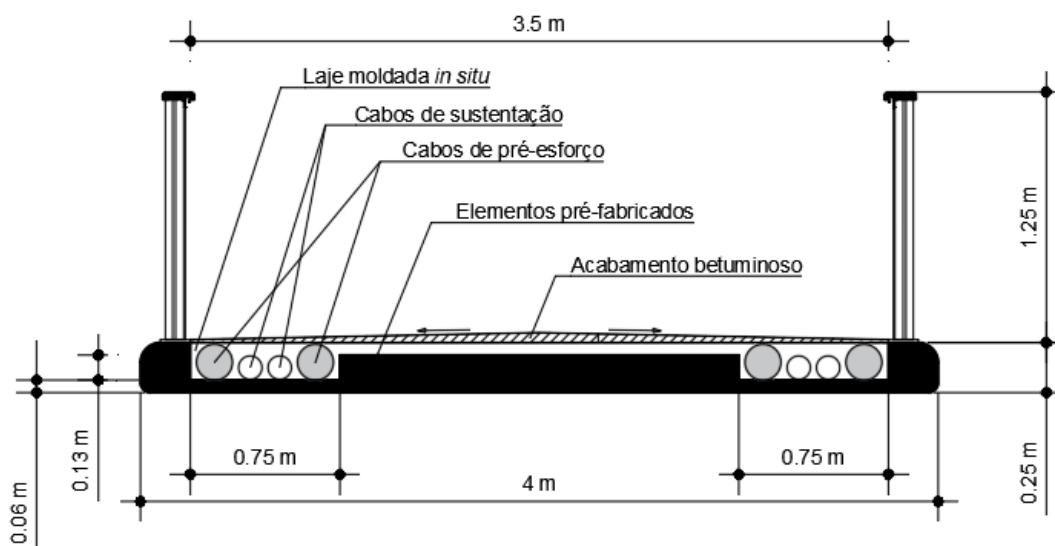


Figura 6.12 - Secção transversal com a solução de cabos calculada

Na solução apresentada na Figura 6.12 é evidente o não cumprimento do recobrimento mínimo e a existência de uma pequena excentricidade nos cabos de pré-esforço. Nesse sentido, propõe-se, em vez dos 4 cabos de pré-esforço constituídos por 43 cordões de 0.6", a adoção de uma solução com 8 cabos de pré-esforço de 22 cordões de 0.6" cada e a subtração de uma pequena parte da secção dos elementos pré-fabricados de betão para colocação dos cabos de pré-esforço, conforme exposto na Figura 6.13.

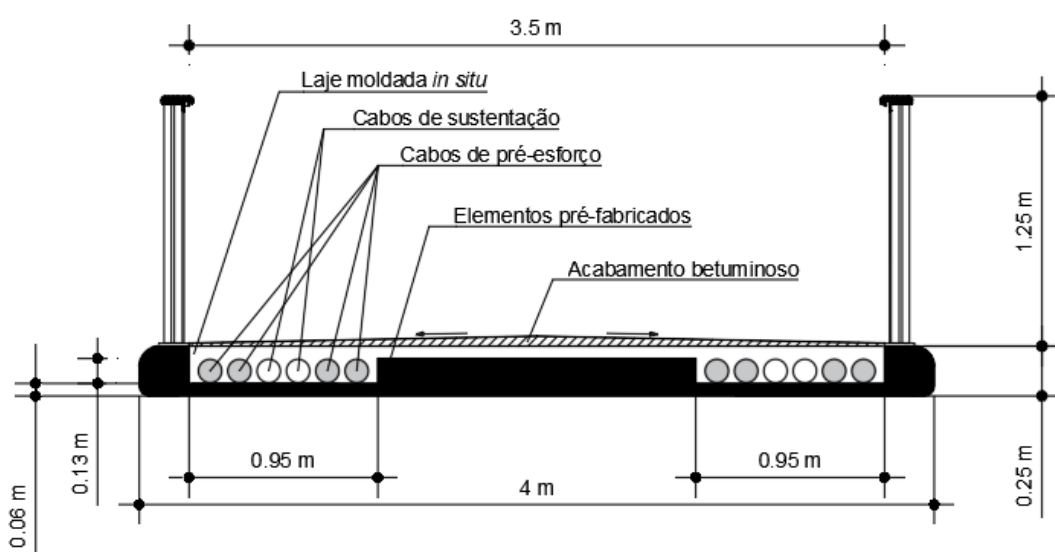


Figura 6.13 – Secção transversal "final"

No decorrer do processo iterativo tornou-se claro que a verificação mais condicionante de dimensionamento, a par da verificação do estado limite de descompressão do betão a “tempo infinito”, foi o controlo da flecha máxima em condições de serviço, que obriga a introduzir esforços axiais de compressão no betão muito perto do limite máximo imposto pelo Eurocódigo 2 – Parte 1-1.

A solução final obtida poderia ser otimizada. O número de cabos de pré-esforço poderia ser reduzido através da introdução de um volume de pré-carregamento ao longo do desenvolvimento do tabuleiro (como por exemplo sacos de areia) logo após a betonagem da laje moldada *in situ*, procedendo-se à sua retirada assim que o betão das juntas adquira a resistência necessária.

Refere-se que a força de tensionamento dos cabos de pré-esforço introduzida no modelo numérico foi suposta contante ao longo do desenvolvimento da estrutura, tendo sido desprezadas as perdas por reentrada das cunhas nos dispositivos de ancoragem e as perdas por atrito.

Neste pré-dimensionamento não foi efetuada a verificação da região dos apoios onde ocorrem os esforços mais elevados, uma vez que extravasam o âmbito desta dissertação. Não obstante, esclarece-se que esses esforços poderiam ser controlados através da introdução de um pequeno espessamento da laje, como apresentado no subcapítulo 2.2.2, “Região dos apoios”. Usualmente os apoios são moldados no local devido à armadura necessária nessa região. É igualmente frequente adotar uma armadura contínua na região dos cabos de sustentação e de pré-esforço com o intuito de prevenir a ocorrência de fissuras e proporcionar uma maior solidarização entre elementos pré-fabricados de betão.

O comportamento dinâmico desta solução estrutural necessita de ser verificado como em outro qualquer caso de projeto. Apesar disso, de acordo com Strasky [5], estudos recentes demonstram que este sistema estrutural apresenta resultados bastante satisfatórios perante a ação pedestre e garante o conforto dos utilizadores.

Para terminar este capítulo de estudo prévio de uma solução do tipo *stress ribbon* na conceção da “Ponte dos Caminhos do Romântico”, no Quadro 6.19 encontra-se exposta uma estimativa das quantidades necessárias de cada material para concretização do tabuleiro.

Quadro 6.19 - Resumo das quantidades de cada material para concretização do tabuleiro

Material	Unidade	Quantidade
Betão		
Elementos pré-fabricados	m^3	64.8 ¹⁾
Betão para moldagem da laje	m^3	44.7
Cabos de sustentação		
Cordões de 0.6”	kg	10646.8
Cabos de pré-esforço		
Cordões de 0.6”	kg	21293.6
Guarda-corpos	kg	33669.7
Acabamento betuminoso	m^3	12.5

¹⁾Quantidade apresentada para um total de 36 elementos pré-fabricados

Nos "ANEXO A.4" e "ANEXO A.5" encontram-se representados à escala, o alçado da ponte e a secção transversal "final", respetivamente.

7

CONCLUSÃO

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Termina-se a presente dissertação com uma breve descrição das principais conclusões alcançadas. O principal objetivo deste trabalho foi o estudo do comportamento estático das pontes do tipo *stress ribbon*, ao longo do seu faseamento construtivo e vida útil, tendo em conta os efeitos diferidos.

Numa primeira fase apresentou-se um estado da arte, incluindo o procedimento construtivo usualmente utilizado na construção de pontes em que se recorre a elementos pré-fabricados e a uma laje betonada *in situ*, bem como uma metodologia teórica de análise de cabos.

A partir da abordagem teórica apresentada e, recorrendo a um *software* de carácter comercial, Autodesk Robot, foi possível, aplicando a um exemplo simplificado formado apenas por um cabo (sem betão), validar o bom funcionamento do cálculo não linear geométrico do programa de elementos finitos utilizado neste trabalho, Evolution. Estudou-se ainda o comportamento de um cabo perante diferentes carregamentos tendo-se tecido algumas conclusões acerca do seu funcionamento.

Numa fase posterior, procedeu-se à modelação de um caso real de estudo do qual se conheciam alguns valores teóricos e esperados. Analisou-se a melhor forma de modelar este sistema estrutural e os aspetos peculiares que tornam a modelação especial. Em particular, conclui-se que o facto de os cabos de sustentação apresentarem carácter não aderente dificulta a modelação e aumenta o volume de cálculo e exigência necessários, comparativamente ao caso destes serem aderentes ao betão. Isto porque, foi necessário modelar as fibras dos cabos de sustentação em elementos diferentes daqueles que foram usados para a restante estrutura.

Concluída a modelação foram apresentados os resultados e respetiva análise. Procedeu-se a uma análise de sensibilidade da estrutura face aos efeitos diferidos, tendo-se concluído que durante a vida útil da estrutura, os efeitos diferidos apresentam uma influência significativa na resposta da estrutura. A elevada sensibilidade do sistema estrutural tem repercussões no estado de compressão do betão e força horizontal de solicitação dos encontros a “tempo infinito”, pelo que se aconselha que se devam caracterizar cuidadosamente os materiais e as condições ambientais do local. Foi ainda efetuada a comparação entre resultados obtidos no modelo numérico e os valores teóricos apresentados na bibliografia, validando o modelo e o *software* de análise estrutural, Evolution, no cálculo deste sistema estrutural.

Após a validação do modelo numérico introduzido no programa Evolution, foi realizado o estudo prévio de uma ponte *stress ribbon* proposta para a cidade do Porto, usando esse mesmo programa, e tendo como “modelo base” o modelo desenvolvido para o caso real de estudo. O pré-dimensionamento seguiu as limitações impostas pelas normas europeias e os valores recomendados para este sistema estrutural, isto é, a limitação da tensão máxima de tração dos cabos de sustentação e de pré-esforço a 60% e 70%,

respetivamente. A complexidade do comportamento estrutural associado ao comportamento não linear geométrico da estrutura, ao carácter evolutivo das suas secções transversais e ao comportamento diferido dos materiais das pontes banda tensionada, torna difícil a previsão das tensões instaladas, quer no betão, quer no aço de pré-esforço e impossibilita a adoção de processos de cálculo simplificados, tornando a abordagem de dimensionamento numa metodologia iterativa e morosa.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A seguir são apresentadas algumas propostas para eventuais desenvolvimentos futuros no âmbito em que se insere esta dissertação:

- Complementar a análise paramétrica realizada aumentando o intervalo de variação dos parâmetros escolhidos e introduzindo novas variáveis, por exemplo, as incertezas relativas às reais dimensões das peças, ao valor do pré-esforço efetivamente instalado e ao valor das restantes cargas permanentes (pavimentos, guardas, etc.);
- Desenvolver novos estudos paramétricos que permitam deduzir, para este tipo de estruturas, regras simplificadas de pré-dimensionamento quer na forma de expressões numéricas quer na forma de gráfico ou ábaco;
- Completar a informação recolhida com a modelação adotada, recorrendo ao estudo do comportamento instantâneo e diferido de estruturas deste tipo introduzindo no modelo uma análise não linear constitutiva de forma a permitir a consideração da fissuração do betão;
- Ampliar o âmbito da investigação efetuada através do estudo do comportamento dinâmico das pontes em banda tensionada;
- Alargar as análises apresentadas nesta dissertação aos seguintes casos:
 - Pontes de vãos múltiplos;
 - Pontes com diretriz poligonal e/ou com vários alinhamentos retos que se intersectam;
- Estudar o comportamento do tabuleiro das pontes *stress ribbon* junto aos apoios, discutindo as possibilidades de conceção estrutural e fazendo uma análise crítica das regras de dimensionamento e de verificação de segurança nessas zonas de transição.
- Comparar e ajustar a resposta “teórica” de modelos viscoelásticos semelhantes aos utilizados nesta dissertação, com dados recolhidos por dispositivos de monitorização instalados em pontes que estejam instrumentadas.
- Complementar estes estudos com uma abordagem probabilista de forma a poder considerar a natureza estocástica do comportamento diferido do betão dada a incerteza associada aos fatores internos e externos que o influenciam.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] M. Â. C. Ferraz, "Modelo para avaliação do comportamento estrutural de obras de arte", FEUP, Porto, 2010.
- [2] M. Gerner. (1999, 8 Dec.) Brücken im Himalaya. *DETAIL*. 1408-1416.
- [3] L. M. Ferreira e R. L. d. A. Barbato. (2005) Passarela Pênsil Protendida Formada por Elementos Pré-moldados de Concreto. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*. 91-116.
- [4] A. V. Jog e D. M. Joshi, "Design of a Prestressed Concrete Stress Ribbon Bridge", *International Journal of Scientific & Engineering Research*, vol. 6, no. 12, pp. 307-310, 2015.
- [5] J. Strasky, *Stress ribbon and cable-supported pedestrian Bridges*. Thomas Telford, 2005.
- [6] J. Strasky, "Precast Stress Ribbon Pedestrian Bridges in Czechoslovakia", *PCI Journal*, pp. 51-73, May-June 1987.
- [7] Disponível em: <http://www.wmm.ch>. Acedido em: 19/02/2018
- [8] E. Caetano e A. Cunha, "Experimental and numerical assessment of the dynamic behaviour of a stress-ribbon footbridge", *Structural Concrete*, vol. 5, no. 1, pp. 29-38, 2004.
- [9] J. Strasky, "Stress Ribbon and Cable Supported Pedestrian Bridges", Department of concrete structures Brno, Brno University of Technology, 2006.
- [10] Disponível em: http://www.shp.eu/index_detail.php?typ=SUB&showid=89&path=lavky-predpjaty-pas-redding&sort_by=name&picture_num=6. Acedido em: 23/05/2018
- [11] E. d. S. Caetano, "Mecânica I - Acetatos de apoio às aulas teóricas", Ano letivo 2008/2009
- [12] J. Eibl, K. Pelle, e H. Nehse, "Zur Berechnung von Spannbandbrücken. Flache Hängebänder", 1973.
- [13] I. Kalafatić, J. Radić, e Z. Šavor, "Analysis of stress-ribbon bridges", *Građevinar*, vol. 61, no. 09., pp. 827-836, 2009.
- [14] D. C. del Arco e A. C. A. Bengoechea, "La banda tesa de hormigón pretensado. Un esquema estructural para pasarelas", *Hormigón y Acero*, no. 201, pp. 43-62, 1996.
- [15] G. Sandovic, A. Juozapaitis, e V. Gribniak, "Experimental and Analytical Investigation of Deformations and Stress Distribution in Steel Bands of a Two-Span Stress-Ribbon Pedestrian Bridge", *Mathematical Problems in Engineering*, pp. 1-11, 2017.
- [16] K.-J. Han, N.-H. Lim, M.-G. Ko, e K.-D. Kim, "Efficient assumption of design variables for stress ribbon footbridges", *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 20, no. 1, pp. 250-260, 2015.
- [17] D. C. d. Arco, Á. C. Aparicio, e A. R. Mañá, "Preliminary design of prestressed concrete stress ribbon bridge", *Journal of Bridge Engineering*, vol. 6, no. 4, pp. 234-242, 2001.
- [18] NP EN 1992-1-1, Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios., I. P. d. Qualidade, 2010.
- [19] S. Lakusic, "Numerički model za analizu prednapetih provješenih mostovaSažetak", *Journal of the Croatian Association of Civil Engineers*, vol. 67, no. 10, pp. 943-957, 2015.
- [20] R. S. A. Professional. Disponível em: <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overviewv>.

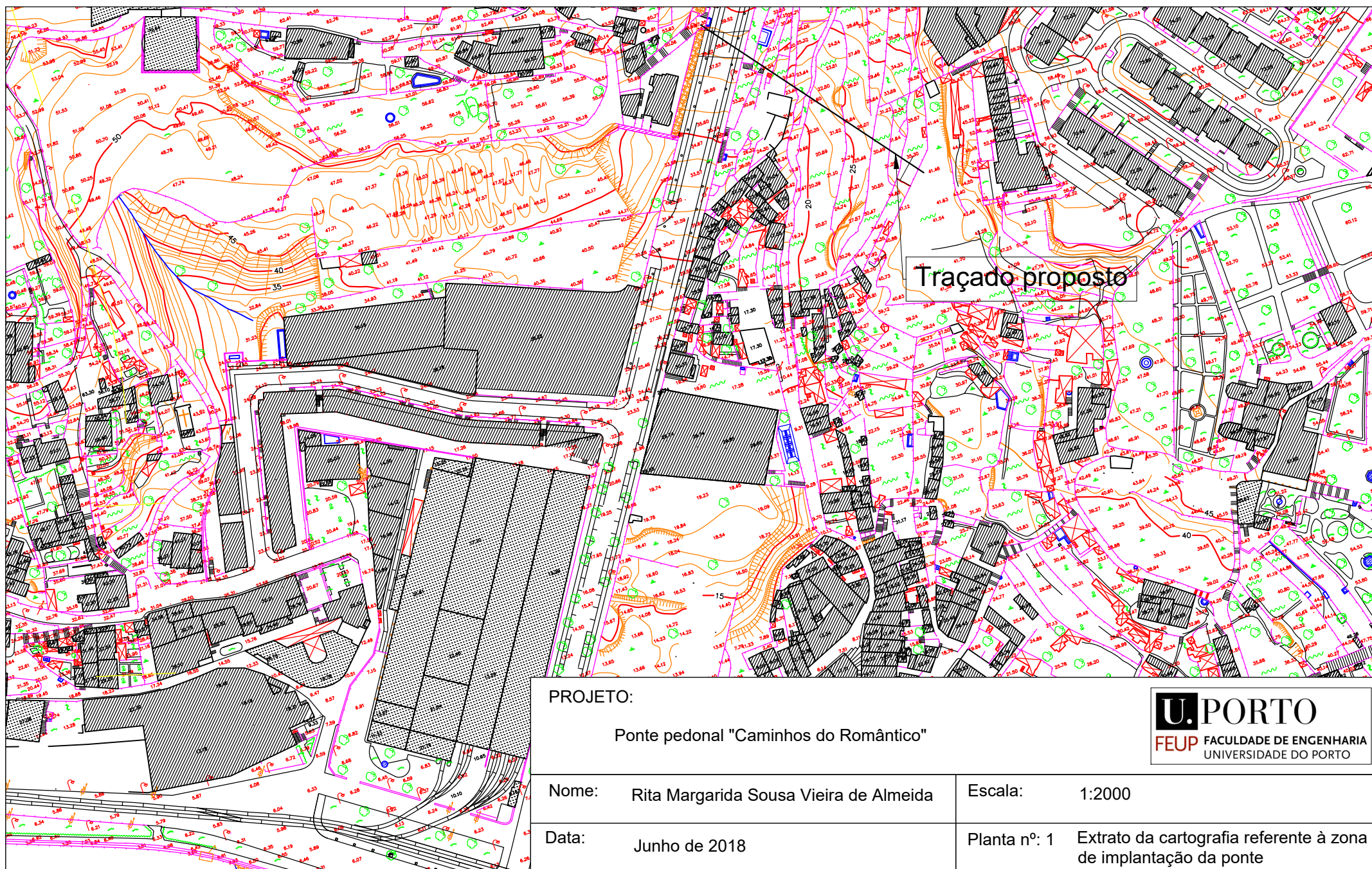
- [21] NP EN 1990, Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas., I. P. d. Qualidade, 2009.
- [22] A. A. Soares. *Visita ao futuro dos Caminhos do Romântico*. Disponível em: <https://www.publico.pt/2001/03/25/jornal/visita-ao-futuro-dos-caminhos-do-romantico-155994>.
Acedido em: 23/04/2018
- [23] G. Maps. Disponível em: <https://www.google.com/maps>. Acedido em: 23/04/2018
- [24] J. M. Calzón e C. y. P. Colegio de Ingenieros de Caminos, *Puentes Mixtos: Estado Actual de su Tecnología y Análisis: Comunicaciones y Mesas Redondas de las III Jornadas Internacionales: Madrid, 22-26 de enero de 2001*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2002.
- [25] *Regulamento Geral das Estradas e Caminhos Municipais*, S. I. Diário do Governo n.º 192/1961 192, 1961.
- [26] *Decreto-Lei nº 123/97*, M. d. S. e. S. Social, 1997.
- [27] EN 1991-2, *Eurocode 1 – Actions on structures. Parte 2: Traffic loads on bridges.*, CEN, 2003.
- [28] NP EN 1991-1-1, *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais. Pesos voúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.*, I. P. d. Qualidade, 2009.
- [29] NP EN 1991-1-5, *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-5: Ações gerais. Ações térmicas.*, I. P. d. Qualidade, 2009.

ANEXOS

ANEXO A. EXEMPLO DE APLICAÇÃO: "PONTE DOS CAMINHOS DO ROMÂNTICO"

ANEXO A.1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA: EXTRATO DA CARTOGRAFIA REFERENTE À ZONA DE IMPLANTAÇÃO DA PONTE	105
ANEXO A.2. SECÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO	109
ANEXO A.3. PLANEAMENTO TEMPORAL DAS ATIVIDADES INTRODUZIDAS NA MODELAÇÃO USANDO O SOFTWARE EVOLUTION	113
ANEXO A.4. ALÇADO DA PONTE	117
ANEXO A.5. SECÇÃO TRANSVERSAL FINAL.....	121

**ANEXO A.1. INFORMAÇÃO
TOPOGRÁFICA: EXTRATO DA
CARTOGRAFIA REFERENTE À ZONA DE
IMPLANTAÇÃO DA PONTE**



PROJETO:

Ponte pedonal "Caminhos do Romântico"



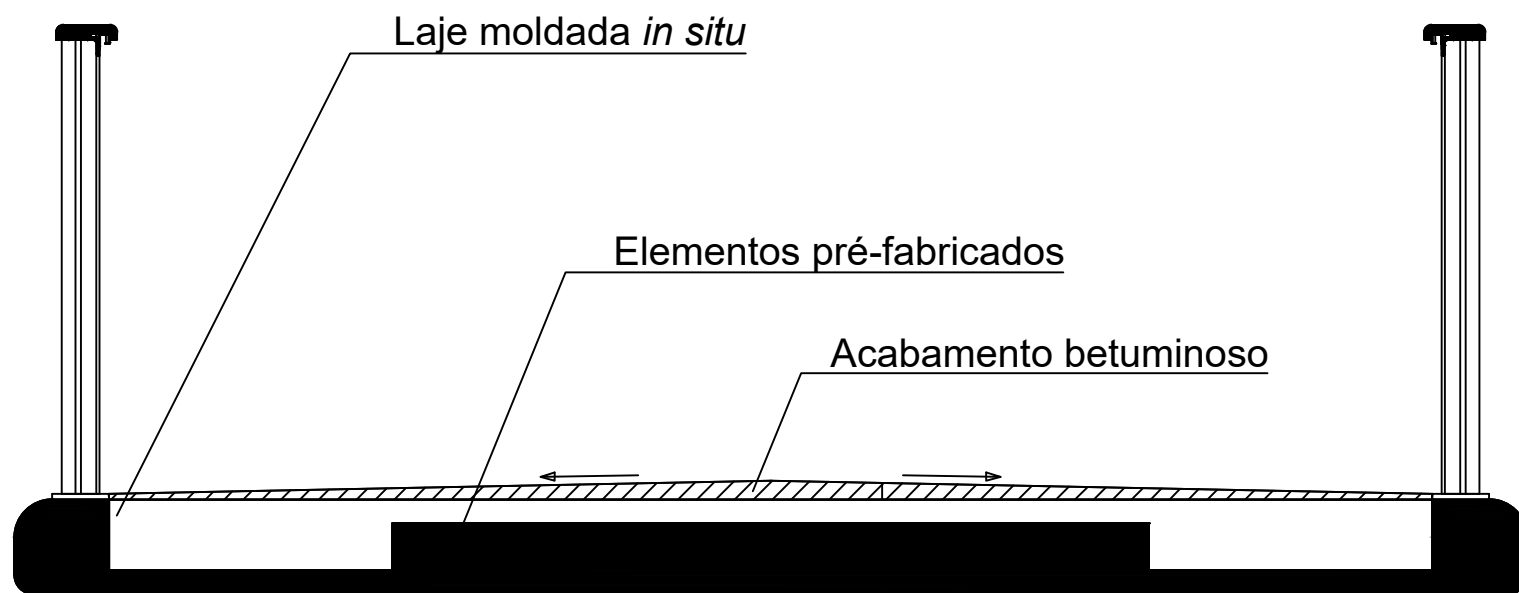
Nome: Rita Margarida Sousa Vieira de Almeida

Escala: 1:2000

Data: Junho de 2018

Planta nº: 1 Extrato da cartografia referente à zona de implantação da ponte

ANEXO A.2. SECÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO



PROJETO:

Ponte pedonal "Caminhos do Romântico"



Nome: Rita Margarida Sousa Vieira de Almeida

Escala: 1:20

Data: Junho de 2018

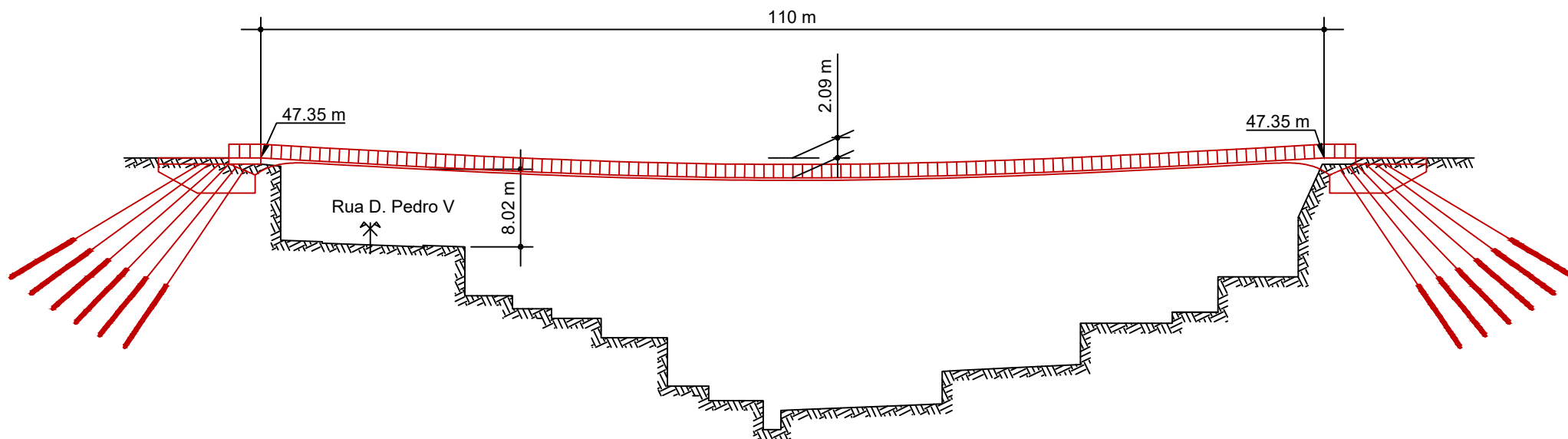
Desenho: Secção transversal

ANEXO A.3. PLANEAMENTO TEMPORAL DAS ATIVIDADES INTRODUZIDAS NA MODELAÇÃO USANDO O SOFTWARE EVOLUTION

Quadro A.1 - Escala temporal para análise da estrutura para o exemplo de aplicação "Ponte dos Caminhos do Romântico"

Incremento	Data [dias]	Incremento	Data [dias]	Incremento	Data [dias]
PreEsforcoCabo	0.00	PPBetaoPreFabricado6	8.25	PreEsforcoBetao.1	20.09
PPCabo	0.00	PPBetaoPreFabricado29	8.50	PreEsforcoBetao.2	20.26
PPBetaoPreFabricado17	1.00	PPBetaoPreFabricado5	9.00	PreEsforcoBetao.3	20.78
PPBetaoPreFabricado18	1.25	PPBetaoPreFabricado30	9.25	PreEsforcoBetao.4	22.33
PPBetaoPreFabricado16	1.50	PPBetaoPreFabricado4	9.50	PreEsforcoBetao.5	27.00
PPBetaoPreFabricado19	2.00	PPBetaoPreFabricado31	10.00	RCP	27.00
PPBetaoPreFabricado15	2.25	PPBetaoPreFabricado3	10.25	RCP.0	27.00
PPBetaoPreFabricado20	2.50	PPBetaoPreFabricado32	10.50	RCP.1	27.01
PPBetaoPreFabricado14	3.00	PPBetaoPreFabricado2	11.00	RCP.2	27.04
PPBetaoPreFabricado21	3.25	PPBetaoPreFabricado33	11.25	RCP.3	27.11
PPBetaoPreFabricado13	3.50	PPBetaoPreFabricado1	11.50	RCP.4	27.33
PPBetaoPreFabricado22	4.00	PPBetaoPreFabricado34	12.00	RCP.5	28.00
PPBetaoPreFabricado12	4.25	PPBetaoPreFabricado0	12.25	T0	28.00
PPBetaoPreFabricado23	4.50	PPBetaoPreFabricado35	12.50	EfeitosDiferidos.0	28.17
PPBetaoPreFabricado11	5.00	PPBetaoInSitu	13.00	EfeitosDiferidos.1	28.51
PPBetaoPreFabricado24	5.25	IntroducaoBetao	13.00	EfeitosDiferidos.2	29.52
PPBetaoPreFabricado10	5.50	IntroducaoBetao.0	13.03	EfeitosDiferidos.3	32.57
PPBetaoPreFabricado25	6.00	IntroducaoBetao.1	13.09	EfeitosDiferidos.4	41.72
PPBetaoPreFabricado9	6.25	IntroducaoBetao.2	13.26	EfeitosDiferidos.5	69.15
PPBetaoPreFabricado26	6.50	IntroducaoBetao.3	13.78	EfeitosDiferidos.6	151.46
PPBetaoPreFabricado8	7.00	IntroducaoBetao.4	15.33	EfeitosDiferidos.7	398.37
PPBetaoPreFabricado27	7.25	IntroducaoBetao.5	20.00	EfeitosDiferidos.8	1139.11
PPBetaoPreFabricado7	7.50	PreEsforcoBetao	20.00	EfeitosDiferidos.9	3361.33
PPBetaoPreFabricado28	8.00	PreEsforcoBetao.0	20.03	EfeitosDiferidos.10	10028.00

ANEXO A.4. ALÇADO DA PONTE



PROJETO:

Ponte pedonal "Caminhos do Romântico"



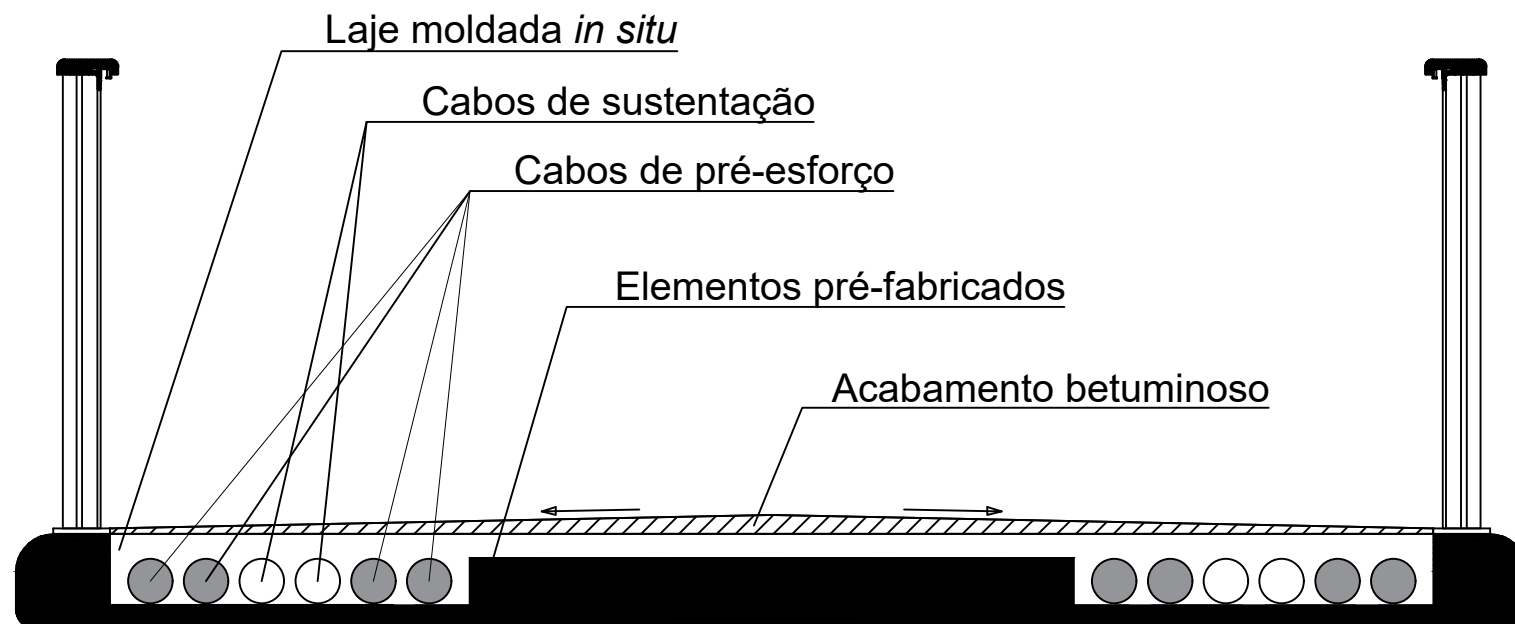
Nome: Rita Margarida Sousa Vieira de Almeida

Escala: 1:600

Data: Junho de 2018

Desenho: Alçado (Geometria para o estado permanente, logo após a entrada em serviço)

ANEXO A.5. SECÇÃO TRANSVERSAL FINAL



PROJETO:

Ponte pedonal "Caminhos do Romântico"



Nome: Rita Margarida Sousa Vieira de Almeida

Escala: 1:20

Data: Junho de 2018

Desenho: Secção transversal final

